



**Rui Alexandre da Silva Perdigão**

Licenciado em Engenharia Civil

# **Análise da vulnerabilidade sísmica de um passadiço pré-fabricado em betão armado**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor Professor Corneliu Cismaşiu  
Co-orientador: Doutor Paulo Xavier Candeias (NESDE-LNEC)

Júri:

Presidente: Doutora Ildi Cismaşiu - Professora Auxiliar da FCT-UNL  
Arguente: Doutor Eduardo Soares Cavaco - Professor Auxiliar da FCT-UNL  
Vogal: Doutor Corneliu Cismaşiu - Professor Associado da FCT-UNL



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Dezembro de 2016**



“Copyright” Rui Alexandre da Silva Perdigão, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.





# Agradecimentos

Ao terminar esta etapa quero agradecer às pessoas que de alguma forma contribuíram para o meu crescimento pessoal e académico.

Em primeiro lugar agradeço a todos os professores que acompanharam o meu percurso académico, em especial ao meu orientador Professor Corneliu Cismaşiu, pelo seu apoio, disponibilidade e compreensão.

Quero agradecer também a todos os intervenientes nos ensaios experimentais do NESDE no LNEC, em especial ao meu co-orientador Eng<sup>o</sup> Paulo Candeias.

Ficarei para sempre grato à minha família por terem estado sempre ao meu lado durante este percurso e por todo o incentivo que me deram.

Agradeço também aos meus colegas e amigos da faculdade, especialmente aos do tempo de licenciatura: Bruno Nunes, Carlos Dias e Rúben Rebelo mas também a todos os desta fase de mestrado: Vasco Silva, César Campos, Rodrigo Melo, André Francisco, André Santos, João Casaca e João Tando.

Não me posso também deixar de lembrar dos meus amigos de longa data, especialmente o Bruno Ribeiro pelo companheirismo e lealdade e também dos meus companheiros de boa e má vida, que me ajudaram de uma forma ou outra a descontrair nas fases mais complicadas tendo sempre um lugar onde ir e desanuviar, nomeadamente, João Benthinho, David Cândido, Bruno Santos (Dura), Fábio França, Nuno Duarte, Ricardo (Francês), Luís Romão, Nelson (Monte), Igor Correia e Ricardo Cordeiro.

Muito obrigado a todos!



# Resumo

Sendo os terremotos considerados um dos fenómenos da natureza mais violentos e destrutivos, podendo causar grandes impactos sociais e económicos, em caso de sismo é importante garantir o acesso dos meios de socorro e de evacuação às regiões afetadas.

No presente trabalho, foi realizada a modelação de uma passagem pedonal superior de três vãos. A calibração do modelo numérico, em regime elástico linear foi feita recorrendo a dados obtidos através de uma campanha experimental de identificação modal com base em vibrações ambientais. Foram também realizados ensaios a ligações pré-fabricadas viga-pilar, materializadas por dois varões de aço (ferrolhos), que permitiram a sua caracterização. Estes resultados serviram de base a uma calibração em regime inelástico não linear do modelo numérico desta ligação implementada no programa de cálculo de estruturas *SeismoStruct*.

O presente trabalho visa a avaliação da vulnerabilidade sísmica do passadiço pedonal PP 2787, propenso ao descalçamento devido ao insuficiente comprimento de entrega do tabuleiro na zona dos aparelhos de apoio nos vãos centrais. A estrutura estudada representa uma série de passadiços pedonais localizados na zona de Faro. Uma abordagem probabilística permitiu considerar a variabilidade da ação sísmica, nomeadamente com cenários sísmicos diferentes, e incertezas na definição das propriedades dos materiais e/ou comportamento estrutural. Subsequentemente foram realizadas uma série de análises dinâmicas incrementais que permitiram a definição de vários estados de dano da estrutura e a construção das curvas de fragilidade necessárias.

Com base nos resultados obtidos nesta dissertação, foi possível concluir que, para uma aceleração de projeto de acordo com a regulamentação, existe uma probabilidade significativa de que a estrutura sofra apenas danos ligeiros a moderados com probabilidades de ocorrência de 45,41% e 32,79% respetivamente. Quanto á gestão da fiabilidade concluí-se que só se satisfazem os requisitos regulamentares se se considerar que a estrutura pertence a uma classe de importância baixa.

## Palavras chave:

Atualização de modelos de elementos finitos, Análise dinâmica incremental, Curvas de fragilidade, Avaliação da vulnerabilidade sísmica.



# Abstract

Earthquakes, considered to be one of the most violent and destructive natural hazards, can cause major social and economic impacts. In case of an earthquake is important to ensure the access of emergency and escape means to the affected regions.

In the present work, the modeling of a three span footbridge was performed. Its calibration was done using data obtained from an ambient vibration test campaign. Triaxial seismic tests were conducted on a precast beam-column connection to characterize this type of links, materialized by two steel bars (dowels). These results were used to calibrate numerical model of the link implemented in the computer program SeismoStruct.

The present work aims to assess the seismic vulnerability of the PP 2787 footbridge, prone to unseating due to the insufficient seat length in the central span. The studied structure is representative of a series of footbridges located in Faro country. A probabilistic approach allows to consider the variability of the seismic action and uncertainties in the definition of the material properties and/or structural behavior. Subsequently, a series of incremental dynamic analyses were carried out, which allowed the definition of several damage states and the development of associated fragility curves.

Based on the results presented in this thesis, it was possible to conclude that, for a code compliance design acceleration, there is a significant probability that the structure will only suffer minor to moderate damages with probability of occurrence of 45.41% and 32.79% respectively. In relation of the reliability management, it is concluded that the regulation requirements are only satisfied if is considered a low importance class structure.

## Keywords:

Finite element model updating, Incremental dynamic analysis, Fragility curves, Seismic vulnerability assessment.



# Índice de Matérias

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xi</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xiii</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xv</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Motivação e enquadramento do tema . . . . .	1
1.2 Objetivos da dissertação . . . . .	2
1.3 Organização do trabalho . . . . .	3
<b>2 Ident. modal e atualização de mod. numéricos</b>	<b>5</b>
2.1 Técnicas de identificação modal experimental . . . . .	5
2.1.1 Ensaaios de caracterização dinâmica . . . . .	6
2.1.2 Métodos de identificação modal estocástica . . . . .	7
2.2 Atualização de modelos de elementos finitos . . . . .	11
<b>3 Caso de estudo passagem pedonal superior 2787</b>	<b>17</b>
3.1 Descrição genérica do passadiço . . . . .	17
3.1.1 Localização . . . . .	17
3.1.2 Elementos estruturais . . . . .	17
3.1.3 Materiais . . . . .	27
3.2 Campanha experimental . . . . .	27
<b>4 Modelação e calibração do modelo numérico</b>	<b>31</b>
4.1 Regime inelástico não-linear . . . . .	34
4.2 Regime elástico linear . . . . .	42

<b>5</b>	<b>Avaliação da vulnerabilidade sísmica</b>	<b>45</b>
5.1	Definição da ação sísmica . . . . .	45
5.2	Variabilidade probabilística de parâmetros chave . . . . .	48
5.2.1	Introdução . . . . .	48
5.2.2	Propriedades dos materiais . . . . .	49
5.2.3	Incertezas na modelação do material . . . . .	49
5.2.4	Implementação ao caso de estudo . . . . .	50
5.3	Análise Dinâmica Incremental . . . . .	53
5.3.1	Princípios básicos e objetivos . . . . .	55
5.3.2	Conceitos em análise dinâmica incremental . . . . .	55
5.3.3	Procedimento e resumo da aplicação da IDA . . . . .	56
5.4	Estados de dano . . . . .	57
5.4.1	Introdução . . . . .	57
5.4.2	Procedimento e aplicação ao caso de estudo . . . . .	57
5.5	Curvas de fragilidade . . . . .	60
5.5.1	Introdução . . . . .	60
5.5.2	Construção das curvas de fragilidade . . . . .	61
5.5.3	Tipologia . . . . .	61
5.5.4	Nível de desempenho . . . . .	62
5.5.5	Medida de intensidade . . . . .	62
5.5.6	Tratamento das incertezas . . . . .	63
5.5.7	Métodos para construção das funções de fragilidade . . . . .	63
5.6	Resultados e conclusões . . . . .	69
<b>6</b>	<b>Conclusões e trabalhos futuros</b>	<b>79</b>
6.1	Conclusões . . . . .	79
6.2	Desenvolvimentos futuros . . . . .	80
	<b>Referências bibliográficas</b>	<b>81</b>
<b>A</b>	<b>“Comportamento Sísmico de Ligações em Passadiços Pré-fabricados”</b>	<b>87</b>



# Índice de Figuras

1.1	Colapso de passagens superiores pedonais no Chile . . . . .	2
2.1	Equipamentos para realização de ensaios de vibração forçada . . . .	6
2.2	Ensaio de vibração livre na ampliação do aeroporto da Madeira . . .	8
2.3	Ensaio de vibração livre na ponte Vasco da Gama . . . . .	8
2.4	Estádio Elland Road e respetivos modos de vibração obtidos a partir do modelo de EF . . . . .	12
2.5	Ponte pedonal atirantada . . . . .	13
2.6	Ponte pedonal . . . . .	13
2.7	Passagem pedonal superior PP 3141 . . . . .	14
2.8	Ponte ferroviária de São Lourenço . . . . .	15
3.1	Localização do passadiço pedonal PP2787 . . . . .	18
3.2	Planta do PP 2787 . . . . .	18
3.3	Alçados principal, nascente e poente do PP 2787 . . . . .	19
3.4	Pormenorização das sapatas . . . . .	20
3.5	Alçados, topo e corte dos pilares principais do PP 2787 . . . . .	22
3.6	Pormenorização de armaduras dos pilares . . . . .	23
3.7	Planta e corte da laje . . . . .	24
3.8	Secção transversal do tabuleiro . . . . .	24
3.9	Pormenor de selagem da laje na viga pré-fabricada . . . . .	25
3.10	Secção transversal das vigas a meio vão e sobre o pilar . . . . .	25
3.11	Pormenorização das armaduras das vigas a meio vão e sobre o pilar	26
3.12	Pormenor de fixação da viga ao pilar . . . . .	26
3.13	Localização dos passadiços pedonais estudados na campanha experimental . . . . .	28
3.14	Sistema de monitorização de vibração . . . . .	28
3.15	Pontos de medida utilizados na PP 2787 . . . . .	29
3.16	Frequências naturais obtidas na campanha experimental às passagens superiores para peões . . . . .	29
3.17	Diagrama de estabilização do PP 2787 . . . . .	30
4.1	Vista tridimensional do modelo numérico PP 2787 . . . . .	31
4.2	Discretização da secção transversal dos pilares . . . . .	32
4.3	Secção do tabuleiro . . . . .	32
4.4	Curvas tensão-extensão do aço e do betão . . . . .	33
4.5	Mecanismo de rotura e tipos de mobilização do efeito ferrolho . . . .	34

4.6	Esquema de ensaios . . . . .	37
4.7	Vistas do laboratório durante os ensaios . . . . .	37
4.8	Pormenorização das armaduras das vigas . . . . .	38
4.9	Pormenorização das armaduras dos maciços . . . . .	38
4.10	Série temporal de deslocamentos impostos no ensaio cíclico . . . . .	38
4.11	Diagrama força-deslocamento do ensaio cíclico . . . . .	39
4.12	Danos pós-ensaio cíclico . . . . .	39
4.13	Rotura do ferrolho em duas zonas distintas . . . . .	40
4.14	Ligação viga-pilar do modelo numérico (roseta) . . . . .	40
4.15	Comparação entre diagramas força-deslocamento do espécime experimental e do modelo numérico em SeismoStruct . . . . .	41
4.16	Comparação da energia dissipada, na ligação viga-pilar, entre o espécime experimental e o modelo numérico em SeismoStruct . . . . .	42
4.17	Configuração da ligação viga-pilar do modelo numérico . . . . .	42
4.18	Modos de vibração obtidos no modelo numérico de EF. . . . .	44
5.1	Zonas sismogénicas da margem continental SW-Ibérica . . . . .	46
5.2	Geometria considerada na descrição de falha-finita . . . . .	47
5.3	Esquema do modelo de falha-finita . . . . .	47
5.4	Exemplos de acelerogramas gerados . . . . .	48
5.5	Distribuição probabilística dos parâmetros escolhidos . . . . .	52
5.6	Variação do desvio padrão e respetivo erro relativo . . . . .	53
5.7	Frequências naturais obtidas na campanha experimental às passagens superiores para peões e banda de frequências do PP 2787 quando sujeito à variabilidade dos parâmetros chave. . . . .	54
5.8	Exemplos de curvas IDA e suas bilinearizações . . . . .	57
5.9	Exemplo de curva IDA e sua bilinearização . . . . .	58
5.10	Estados limite de dano dos pilares para todas as análises . . . . .	59
5.11	Exemplos de funções de vulnerabilidade e de fragilidade . . . . .	60
5.12	Exemplo de curvas de fragilidade e estados de dano . . . . .	66
5.13	Variabilidade da curva de fragilidade para um estado de dano $d_s$ . . . . .	67
5.14	Curvas de fragilidade e distribuição de dano para um deslocamento espectral $S_d$ . . . . .	68
5.15	Curvas de fragilidade dos ferrolhos nas direções longitudinal e transversal . . . . .	70
5.16	Curvas de fragilidade dos ferrolhos . . . . .	70
5.17	Probabilidades de cada estado de dano para um valor de PGA de 0.3g (ferrolhos) . . . . .	71
5.18	Curvas de fragilidade dos pilares nas direções longitudinal e transversal . . . . .	71
5.19	Curvas de fragilidade dos pilares . . . . .	72
5.20	Probabilidades de cada estado de dano para um valor de PGA de 0.3g (pilares) . . . . .	73
5.21	Comparação entre as curvas de fragilidade dos pilares e dos ferrolhos . . . . .	73
5.22	Curvas de fragilidade global da PP 2787 . . . . .	74
5.23	Probabilidades de cada estado de dano para um PGA de 0.3g (global) . . . . .	74

# Índice de Tabelas

3.1	Características das sapatas . . . . .	21
3.2	Armaduras das sapatas . . . . .	21
3.3	Classes de betão . . . . .	27
3.4	Classes de aço . . . . .	27
4.1	Parâmetros do Aço A500NR . . . . .	33
4.2	Parâmetros do Betão . . . . .	33
4.3	Estimativas da resistência ao corte da ligação . . . . .	36
4.4	Parâmetros do Betão (ligação) . . . . .	40
4.5	Parâmetros do Aço (ligação) . . . . .	41
4.6	Matriz MAC . . . . .	44
5.1	Caracterização probabilística dos parâmetros-chave . . . . .	50
5.2	Valores dos parâmetros para definição do coeficiente de variação . . . . .	50
5.3	Definição dos estados limite de dano . . . . .	58
5.4	Descrição qualitativa dos estados de dano . . . . .	59
5.5	Probabilidades de rotura admissíveis, $p'_{fu}$ (com $K_s=0,5$ ) . . . . .	76
5.6	Verificação relativa aos ferrolhos . . . . .	76
5.7	Verificação relativa aos pilares e estrutura global . . . . .	76
5.8	Valores alvo de $\beta$ relativamente a um período de referência de 50 anos . . . . .	77
5.9	Valores alvo de $P_r$ relativamente a um período de referência de 50 anos . . . . .	77
5.10	Verificação relativa aos ferrolhos . . . . .	77
5.11	Verificação relativa aos pilares e estrutura global . . . . .	78



# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Siglas e Abreviaturas

BFD *Basic Frequency Decomposition*

DS *Damage State*

EC0 Eurocódigo 0

EC2 Eurocódigo 2

EC8 Eurocódigo 8

EF Elementos Finitos

IP Infraestruturas de Portugal

EFDD *Enhanced Frequency Domain Decomposition*

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

FDD *Frequency Domain Decomposition*

FFT *Fast Fourier Transform*

IDA *Incremental Dynamic Analysis*

IM *Intensity Measure*

IST Instituto Superior Técnico

LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MAC *Modal Assurance Criterion*

MC10 *Model Code 2010*

PGA *Peak Ground Acceleration*

PGD *Peak Ground Displacement*

PGV *Peak Ground Velocity*

PP 2787 Passagem pedonal superior de referência 2787

PP *Peak-Picking*

SSI *Stochastic Subspace Decomposition*

SSI-CVA *SSI-Canonical Variate Analysis*

SSI-PC *SSI-Principal Component*

SSI-UPC *SSI-Unweighted Principal Components*

SUPERB *Seismic Unseating Prevention Elements for Retrofitting of Bridges*

UNL Universidade Nova de Lisboa

UTL Universidade Técnica de Lisboa

## **Símbolos**

$\mu$  Coeficiente de atrito

$\phi$  Diâmetro

$\alpha$  Inclinação da armadura

$\rho$  Taxa de armadura

$\sigma_n$  Tensão normal

$\phi_{i,j}$  Vectores modais

$E$  Módulo de elasticidade

$f_y$  Tensão de cedência à tração do aço

$\gamma$  Peso específico

$f_c$  Resistência à compressão do betão

$f_t$  Resistência à tração do betão

$\beta$  Desvio Padrão

$\Phi$  Função de probabilidade de distribuição lognormal

# Capítulo 1

## Introdução

*“Men build too many walls and not enough bridges.”*  
(Isaac Newton)

### 1.1 Motivação e enquadramento do tema

Nos últimos anos, a necessidade de construir passagens pedonais superiores tem vindo a crescer, de modo a facilitar o tráfego pedonal, devido ao aumento e desenvolvimento significativo da construção das redes viárias.

Na ocorrência de um sismo a preocupação principal no caso de estruturas como passadiços pedonais não é propriamente o tráfego pedonal intenso na ocorrência de um terramoto, mas sim a probabilidade de comprometerem a circulação de tráfego sob as mesmas, quando localizadas sobre vias de comunicação importantes que por sua vez fazem a ligação entre os meios de socorro e as regiões afetadas. Estas vias de comunicação são importantes para que haja uma resposta eficiente e rápida das operações de socorro. Posto isto, é necessário conferir a estas estruturas características anti-sísmicas, verificadas através de modelos que traduzam o comportamento de estruturas sujeitas a movimentos sísmicos de uma forma realista.

Os estudos experimentais e numéricos constituem ferramentas importantes na análise do comportamento de estruturas. Os estudos experimentais produzem resultados mais realistas, no entanto podem ser algo dispendiosos devido ao elevado custo dos equipamentos necessários. A modelação numérica é uma técnica rápida e simples que devidamente calibrada pode fornecer resultados bastante rigorosos.

No enquadramento de passadiços pedonais pré-fabricados, o descalçamento nos apoios é um problema associado à ligação viga-pilar. Esta pode ser realizada por intermédio de um conjunto de varões de aço, usualmente denominados de

ferrolhos, que estão chumbados ao capitel dos pilares e são instalados no negativo das vigas.

O sismo do Chile, ocorrido a 27 de Fevereiro de 2010, por exemplo, é um dos cenários em que foram registados danos de passagens superiores pedonais sob ação sísmica que passam por derrube total ou parcial do tabuleiro e consequentemente obstrução da via sob as mesmas [Figura 1.1].

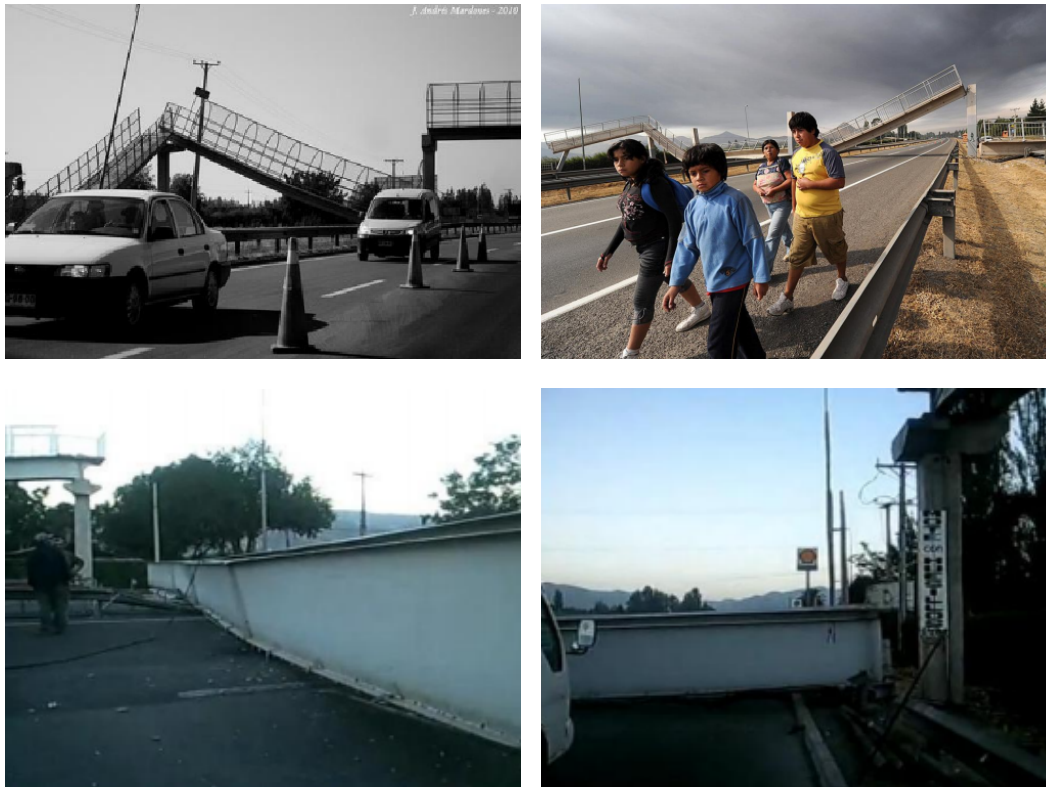


Figura 1.1: Colapso de passagens superiores pedonais no Chile [49]

Os sismos originam elevadas perdas sociais e económicas, conduzindo naturalmente a que a vulnerabilidade sísmica e a avaliação do comportamento dinâmico de estruturas deste tipo seja uma preocupação da Engenharia Civil. Esta preocupação reflete-se no avanço de novas tecnologias ao nível de modelos computacionais para simulação e interpretação do comportamento dinâmico e ao nível de metodologias de identificação modal. Posto isto, existe a necessidade de recorrer a ferramentas e métodos de cálculo que permitam a simulação de eventuais cenários sísmicos e que possibilitem a reprodução de estruturas reais em modelos numéricos, o mais fidedignamente possível.

## 1.2 Objetivos da dissertação

O objetivo principal desta dissertação foi a avaliação da vulnerabilidade sísmica da passagem pedonal superior 2787, localizado no concelho de Faro sobre o



itinerário complementar IC4 ao km 100+400. Para alcançar este objetivo foram realizados os seguintes passos:

- Realização de ensaios experimentais na mesa sísmica do LNEC de ligações viga-pilar para obter a sua caracterização de modo a possibilitar a calibração de modelos detalhados da ligação através de ferrolhos.
- Validação do modelo numérico do PP 2787 através da determinação do coeficiente MAC a partir dos resultados experimentais obtidos na campanha de caracterização dinâmica realizada em 2012 no âmbito do projeto SUPERB.
- Realização de análises dinâmicas incrementais, também conhecidas como *pushover* dinâmico, para obtenção das curvas de capacidade relativas à estrutura. De modo a obter resultados estatisticamente relevantes, realizou-se um total de cem análises. Em cada uma das amostras, realizou-se a variação de seis parâmetros do modelo numérico, gerados aleatoriamente, e ainda considerou-se também a atuação de cem cenários sísmicos diferentes, gerados artificialmente. Em cada uma das análises dinâmicas incrementais foram consideradas oito análises dinâmicas não lineares com um passo de 0,2g até 1,6g perfazendo um total de oitocentas análises dinâmicas não-lineares. Deste modo foram construídas as curvas de fragilidade da estrutura permitindo assim fazer uma análise da vulnerabilidade sísmica ao passadiço PP 2787.

### 1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho é composto por seis capítulos, sendo este o primeiro em que foi feita uma abordagem geral ao tema.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica sobre técnicas de identificação modal experimental onde se descrevem sumariamente as técnicas existentes e ainda se realiza uma abordagem ao tema da atualização de modelos de elementos finitos descrevendo os procedimentos relativos ao mesmo.

No terceiro capítulo é feita uma descrição geral do passadiço em estudo e um resumo da campanha experimental de caracterização dinâmica.

No quarto capítulo é realizada uma exposição do desenvolvimento do modelo numérico e a sua calibração em regimes elástico linear e inelástico não-linear, recorrendo aos dados obtidos na campanha experimental e ensaios experimentais realizados no LNEC.

No quinto capítulo é realizada a análise da vulnerabilidade sísmica do PP 2787 definindo os passos que levaram à conclusão deste estudo.

No sexto capítulo expõem-se as conclusões e os trabalhos futuros a desenvolver.



## Capítulo 2

# Identificação modal e atualização de modelos numéricos

### 2.1 Técnicas de identificação modal experimental

Com o desenvolvimento e crescimento da dimensão e complexidade das estruturas de Engenharia Civil nos últimos tempos, criou-se a necessidade de desenvolver modelos numéricos melhores para efeitos de dimensionamento e análises estruturais.

No entanto, os modelos numéricos muitas vezes não produzem resultados fidedignos em relação à resposta do sistema estrutural real. Isto leva à necessidade de calibração e validação dos modelos. Esta calibração é feita, muitas vezes, com recurso aos resultados obtidos em ensaios de identificação dinâmica.

As técnicas de identificação das características dinâmicas de um determinado elemento eram já utilizadas em outras áreas de engenharia, como a Mecânica ou a Elétrica [45, 48]. A técnica usual nestes casos é a de vibração forçada (*Input-Output*), contudo no âmbito de Engenharia Civil, para estruturas de elevadas dimensões torna-se difícil aplicar forças externas de forma a obter a sua resposta. Posto isso, a identificação modal de pontes com base em ensaios de vibração ambiental (*Output-Only*), tem ganho interesse e popularidade ao longo dos últimos anos [42]. Existe também a técnica de análise de vibração livre, em que a vibração é produzida pela libertação súbita de uma carga estática.

Depois de realizados os ensaios, vem a aplicação de técnicas de processamento de sinal, podendo ser determinísticas, em que a excitação à qual a estrutura é sujeita é conhecida, e estocásticas nas quais a resposta da estrutura é obtida para ações desconhecidas.

De seguida serão descritas as técnicas de ensaios de caracterização dinâmica e ainda os métodos de identificação modal.

### 2.1.1 Ensaios de caracterização dinâmica

As características dinâmicas das estruturas, como descrito anteriormente, podem ser obtidas com recurso principalmente a três técnicas de ensaios:

- ensaios de vibração forçada;
- ensaios de vibração ambiental;
- ensaios de vibração livre.

#### Vibração forçada

Os ensaios de vibração forçada, consistem na aplicação controlada de uma força dinâmica, com intensidade definida ou identificável, num ou vários pontos da estrutura, e medir a sua resposta. A partir desta técnica são obtidas as denominadas Funções de Resposta em Frequência (FRF) que relacionam a carga aplicada com a resposta obtida.

Para estruturas de pequena e média dimensão poderá recorrer-se ao uso de ferramentas tais como, martelos ou excitadores eletrodinâmicos. Em relação a estruturas de maiores dimensões, a utilização desta técnica é mais difícil envolvendo equipamentos mais especializados como excitadores hidráulicos ou vibradores de massas excêntricas [55].



(a) Excitador servo-hidráulico utilizado no laboratório federal suíço



(b) Excitador de massas excêntricas utilizado no departamento de barragens do LNEC

Figura 2.1: Equipamentos para realização de ensaios de vibração forçada [55]

A utilização deste tipo de ensaio em grandes estruturas não é muito habitual, uma vez que, para além dos custos associados aos equipamentos serem elevados, acarretam também algumas condicionantes em relação ao transporte, colocação em obra e interrupção do funcionamento da estrutura.

#### Vibração ambiental

O ensaio realizado à vibração ambiental, será utilizado como referência para a calibração do modelo numérico neste trabalho. Este é um ensaio simples e o

mais amplamente utilizado em Engenharia Civil, pois tem a vantagem de não necessitar a aplicação de excitação artificial sendo baseado apenas na resposta da estrutura às ações ambientais, como por exemplo o vento. Isto traduz-se num ensaio de realização simples e económica, uma vez que o equipamento necessário é leve e de pequenas dimensões não sendo necessária a interrupção do normal funcionamento da estrutura. Os ensaios de medição da resposta das estruturas às ações ambiente têm também a vantagem de ser possível identificar as características dos modos de vibração com frequências abaixo de 1 Hz, que é difícil conseguir na técnica de ensaio baseada na vibração forçada [55].

No entanto, esta técnica, para que possibilite uma estimativa rigorosa dos parâmetros dinâmicos de uma estrutura, exige que, para situações em que as respostas de estruturas mais rígidas face às ações ambiente tenham amplitudes muito baixas, seja necessário utilizar transdutores com capacidade para as medir e sistemas de aquisição de dados adequados.

### **Vibração livre**

Neste tipo de ensaio, as propriedades dinâmicas da estrutura são alcançadas a partir de uma vibração do sistema em regime livre provocada pela imposição de uma deformação inicial. O objetivo será provocar uma resposta mensurável de forma a caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura.

A deformação pode ser imposta recorrendo a cabos ancorados em que o objetivo será tracionar os cabos até um certo valor para posteriormente serem libertados repentinamente. Outro método é o de suspender uma carga em que depois é efetuado um corte nos elementos de suspensão de forma a que a carga seja libertada subitamente deixando a estrutura a vibrar em regime livre. Este método foi utilizado no processo de ampliação do aeroporto da Madeira, Figura 2.2, que consistiu em libertar uma massa suspensa de 60,8 toneladas através de explosivos. Esta técnica foi usada também com o objetivo de conhecer o amortecimento associado ao modo de torção da ponte Vasco da Gama. Neste caso foi suspensa uma barca de 60 toneladas de massa e onde posteriormente foi cortado um dos elementos de suspensão, causando a vibração da estrutura [Figura 2.3].

Este tipo de ensaio tem especial interesse quando o objetivo é avaliar os coeficientes de amortecimento, uma vez que a resposta máxima da estrutura dá-se no instante da libertação da massa suspensa, diminuindo a partir daí.

### **2.1.2 Métodos de identificação modal estocástica**

Os métodos de identificação modal visam a transformação dos resultados obtidos após a realização de ensaios de caracterização dinâmica, sendo observadas as frequências modais da estrutura, permitindo também obter as suas configurações e coeficientes de amortecimento modais.

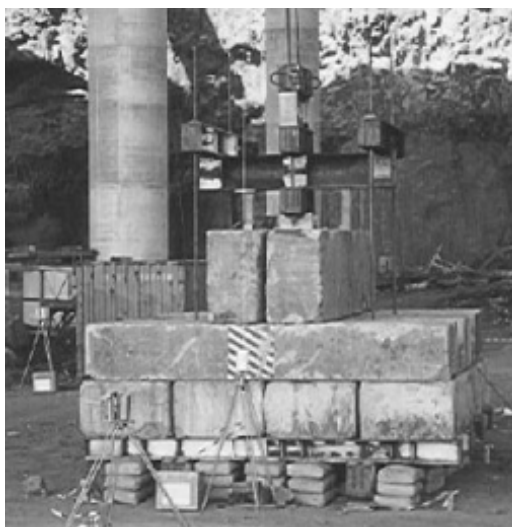


Figura 2.2: Ensaio de vibração livre na ampliação do aeroporto da Madeira [3]



Figura 2.3: Ensaio de vibração livre na ponte Vasco da Gama [23]

As técnicas de processamento podem ser divididas entre métodos no domínio da frequência, também conhecidos como não paramétricos, e métodos no domínio do tempo, também conhecidos como paramétricos. A informação utilizada de modo a obter as propriedades dinâmicas da estrutura diferem entre estes métodos. A informação de base é comum a todos os métodos e consiste nas séries discretas de resposta obtidas através dos ensaios experimentais. Contudo, alguns métodos sintetizam a informação relevante, como é o caso das funções de correlação ou funções de densidade espectral, apresentando uma grande vantagem na medida em que os dados têm um tamanho mais reduzido. Por outro lado, os métodos que utilizam as séries temporais de resposta, podem ser considerados mais precisos, no entanto exigem mais tempo de processamento.

De seguida serão descritos os métodos no domínio da frequência, BFD (*Basic Frequency Decomposition*), FDD (*Frequency Domain Decomposition*) e EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*) que recorrem às funções de densidade espectral, e os métodos no domínio do tempo, SSI-DATA que recorre a séries temporais de resposta e SSI-COV que utiliza as funções de correlação das séries temporais de resposta.

### **Domínio da frequência**

#### **BFD**

O método básico no domínio da frequência (BFD), também conhecido pelo método da seleção de picos (Peak-Picking PP) é o primeiro método a ser utilizado no contexto de ensaios de vibração ambiental. Este é um método rápido e simples que o torna indicado para aplicações mais simples onde é importante a automatização de procedimentos [42].

Este é um método de identificação modal estocástica, no qual são utilizadas técnicas de análise de sinal que se baseiam nas estimativas das funções de densidade espectral da resposta, calculadas a partir do algoritmo FFT [55]. O método assume que apenas os modos com frequências próximas da frequência de excitação da estrutura é que efetivamente contribuem para o modo operacional de deformação, ou seja, a deformada da estrutura quando sujeita a uma excitação puramente harmónica. Assim, compreende-se que no caso dos modos de vibração terem frequências muito próximas os modos operacionais de vibração traduzem uma sobreposição de diversos modos [42].

#### **FDD**

O método de decomposição no domínio da frequência (FDD) poderá ser entendido como uma extensão do método anterior, uma vez que é um método que visa ultrapassar algumas limitações do método da seleção de picos, mantendo a sua simplicidade. Este baseia-se na decomposição em valores singulares da matriz dos espectros das respostas medidas. Deste modo obtêm-se funções de

densidade espectral que correspondem a sistemas de um grau de liberdade em que cada sistema está associado às propriedades dinâmicas de cada modo de vibração [42]. Esta operação possibilita obter a individualização da contribuição de cada modo, e também estimativas dos coeficientes de amortecimento modais com mais algum rigor.

### EFDD

O método melhorado de decomposição no domínio da frequência (EFDD), possibilita a estimativa dos coeficientes de amortecimento e permite uma maior precisão em relação à obtenção das frequências naturais e respectivos modos de vibração. Este é uma versão melhorada do método anterior contendo ambos bases idênticas, contudo esta versão aperfeiçoada conta com melhorias selecionando zonas dos espectros cujos respectivos vetores singulares têm uma grande correlação correspondendo à resposta do sistema num dado modo de vibração tendo portanto em conta também a influência dos outros vetores singulares na sua proximidade. A correlação entre vetores poderá ser realizada através do coeficiente MAC (Modal Assurance Criterion) calculado através da equação (2.1).

$$MAC = \frac{(\phi_i^T \cdot \phi_j)^2}{(\phi_i^T \cdot \phi_i) (\phi_j^T \cdot \phi_j)} \quad (2.1)$$

onde  $\phi_i$  e  $\phi_j$  são os vectores modais a serem comparados.

Este coeficiente quantifica a relação entre o vetor singular num pico de ressonância e os vetores singulares na vizinhança desse pico. O mesmo poderá assumir valores num intervalo compreendido entre 0 e 1 em que quanto maior o valor do coeficiente MAC, maior a consideração do respetivo valor singular como fazendo parte da função de densidade espectral do sistema de um grau de liberdade correspondente ao modo de vibração em estudo [42]. No entanto, frequências com um MAC baixo, considera-se uma função nula de densidade espectral do sistema.

### Domínio do tempo

Os métodos de identificação modal no domínio do tempo baseados em subespaços são métodos paramétricos. O seu ponto de partida pode estar relacionado com matrizes de correlações das respostas da estrutura ou matrizes constituídas a através das séries temporais. Os métodos no domínio do tempo SSI-DATA, baseiam-se diretamente em séries temporais de resposta experimentais, em que se realiza a organização de informação através de técnicas de simplificação matricial não sintetizando a informação através de funções. O método SSI-DATA é composto por três variantes:

- Método UPC (Unweighted Principal Components);
- Método PC (Principal Components);



- Método CVA (Canonical Variate Analysis).

Os parâmetros dinâmicos são obtidos a partir do ajuste através de técnicas numéricas. Este método ajusta os modelos a dois tipos de dados de base. Ajuste às próprias séries temporais de resposta e ajuste às estimativas das funções de correlação da resposta dos sistemas estruturais [55].

Para a realização do tratamento do sinal obtido a partir dos ensaios de caracterização dinâmica do PP 2787, foi considerado o método SSI-UPC que se encontra implementado no programa ARTeMIS [65].

## 2.2 Atualização de modelos de elementos finitos

O facto de existir programas de elementos finitos com alguma facilidade de utilização e grande rapidez de cálculo, facilita o âmbito do projeto e da construção de estruturas de Engenharia Civil. Contudo nem sempre os modelos de EF correspondem a uma aproximação da realidade, quando comparadas as suas respostas, tornando-se portanto importante e necessário a alteração destes modelos para que possam assemelhar-se o mais possível da estrutura real. Esta modificação visa validar os modelos numéricos passando pela alteração de certos parâmetros dos mesmos, sendo conhecida como atualização de modelos ou *model updating*. A atualização de modelos é a sua correção baseada no processamento das características dinâmicas das estruturas através da realização de campanhas experimentais [46].

A modelação em elementos finitos permite a avaliação prévia de estruturas de Engenharia Civil, sem necessidade de construir modelos físicos à escala. Este procedimento oferece uma redução no tempo da análise, sendo mesmo o método mais utilizado nos dias de hoje para análise estrutural. No entanto, os modelos contêm algumas simplificações que podem originar diferenças entre o modelo numérico e a estrutura real.

Os erros nos modelos podem ter origem nos seguintes aspetos [46]:

- Ordem do modelo, que se define como o número de graus de liberdade do sistema;
- Comportamento dos materiais que ocorre normalmente quando se trabalha em regime não-linear e existe pouca certeza nas equações governativas;
- Parâmetros deficientemente definidos, tais como, condições de fronteira e simplificações pressupostas na realização do modelo.

Em relação às medições experimentais, os erros seguintes poderão levar numa má definição dos parâmetros medidos:

- Número de equipamentos de medição insuficientes que leva a uma tentativa de simplificação e consequentemente a uma baixa definição nos vetores modais;
- A sensibilidade do equipamento em que o mesmo tem uma gama de frequências que impossibilite a captação de modos importantes da estrutura passando também por problemas de nivelamento e fixação do equipamento que poderão influenciar os dados adquiridos;
- Análise de resultados incorreta onde não é conhecido o tipo de vibrações impostas, como o caso do ruído branco em que podem existir problemas na definição dos filtros.

Contudo, como os problemas nas medições experimentais podem ser facilmente reduzidos com a escolha de equipamentos de medição adequados, é normal que os erros de modelação sejam aqueles que mais tenham relevância e concentração de atenções.

A identificação modal e a atualização de modelos tiveram início nos anos 70 com trabalhos realizados, por exemplo, por Gersch [28], Hart e Yao [30], Ibanez [34, 35] e Pilkey e Cohen [50].

O método da atualização de modelos de elementos finitos para validação dos mesmos, foi já aplicado inúmeras vezes. Em 2009, no artigo de Ghada Saudi et al [59], foram executadas medições numa das bancadas do estádio de futebol Elland Road, localizado em Inglaterra, na cidade de Leeds. Na Figura 2.4 ilustra-se a bancada do estádio e os principais modos retirados do programa de elementos finitos ANSYS.

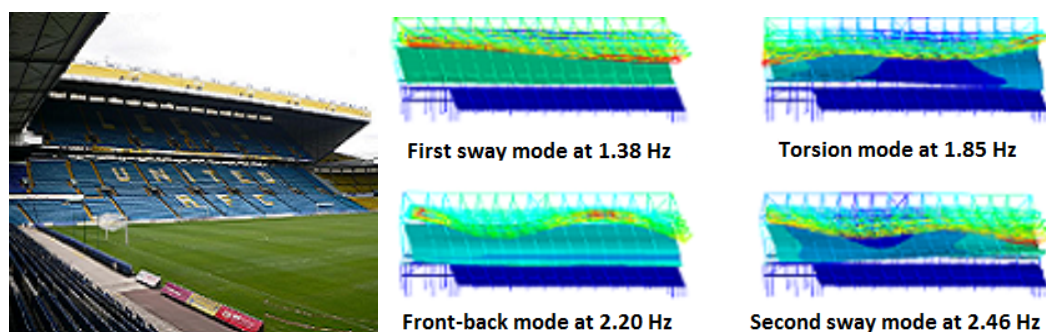


Figura 2.4: Estádio Elland Road e respetivos modos de vibração obtidos a partir do modelo de EF [59]

Na comparação de resultados o modelo de EF mostrou menor rigidez. Para colmatar essa diferença foram considerados e adicionados elementos não estruturais e revestimentos ao modelo. Com a introdução destas variações, foi alcançado um coeficiente MAC entre 0,79 e 0,85.

Em 2011, no artigo de Shabbir e Omenzetter [62], foi realizada a atualização de uma ponte atirantada com 60 metros de comprimento [Figura 2.5].



Figura 2.5: Ponte pedonal atirantada [62]

As frequências obtidas, no modelo inicial, para os primeiros sete modos naturais variam entre 1,60 e 7,14 Hz. Posteriormente utilizaram a técnica de vibração forçada para efeitos de caracterização dinâmica, que resultou num erro médio de 3,93%, entre os resultados experimentais e modelo numérico. A atualização do modelo foi realizada a partir de três algoritmos de otimização que originaram erros médios de 0,13, 0,35 e 0,43%.

Há também exemplos de estruturas em Portugal, em que foi efetuada a atualização de modelos por intermédio de campanhas experimentais, como é o caso do estudo realizado por Elsa Caetano e Álvaro Cunha [7], à passagem pedonal superior localizada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto [Figura 2.6]. A gama de frequências medidas situa-se entre 0,99 e 8,26 Hz, em que no modelo inicial resultavam em erros compreendidos no intervalo de 10,56 e 17,57%.



Figura 2.6: Ponte pedonal [7]

A atualização do modelo foi efetuada manualmente, considerando a espessura medida do tabuleiro e não a de projeto e ainda que a rotação entre elementos adjacentes sejam parcialmente admitidas. Esta atualização resultou

em erros entre 0,24 e 11,26%, verificando-se um aperfeiçoamento no modelo comparativamente aos dados experimentais.

Outro exemplo é o trabalho realizado por Cismaşiu et al [15], a uma passagem pedonal superior. O passadiço PP 3141 estudado, está localizado na região de Faro e fez parte de uma campanha experimental de identificação modal. O passadiço é composto por um único vão de 28,96 m simplesmente apoiado [Figura 2.7].



Figura 2.7: Passagem pedonal superior PP 3141 [15]

Foi realizado um modelo numérico preliminar, recorrendo ao programa de cálculo *SAP2000*, em que a correlação entre os valores identificados experimentalmente e os valores obtidos a partir do modelo numérico não eram consistentes. O erro entre as frequências obtidas experimentalmente em relação às obtidas numericamente variavam entre 6,9 e 16,9% totalizando um erro médio de 11%. Posteriormente o modelo numérico foi alvo de uma atualização automática com recurso a um algoritmo que tinha em conta alguns parâmetros de otimização escolhidos após uma análise de sensibilidade à estrutura. A atualização do modelo de EF foi realizada com sucesso sendo obtidos erros em frequências entre 0,93 e 12,5% com um erro médio de 3%. Este trabalho mostra que é possível implementar um algoritmo de otimização automática em programas de elementos finitos comerciais de modo a ser criada uma ferramenta que poderá ser usada com sucesso para os utilizadores.

Finalmente, outro exemplo, é o estudo realizado em 2007 à ponte ferroviária de São Lourenço [54]. A ponte é formada por dois meios tabuleiros com 42 metros de extensão assentes em aparelhos de apoio do tipo *pot bearing* [Figura 2.8].

Foram realizados ensaios de vibração ambiental em que se verificaram erros entre 0 e 22%, quando comparadas as frequências com as do modelo numérico. Após a atualização do modelo numérico, considerando o balastro entre o tabuleiro e os carris, os erros foram reduzidos para 1 a 8%, comparativamente aos valores experimentais.

Em suma, a modelação em programas de elementos finitos é uma ferramenta de análise de uma grande utilidade que permite a simulação e a análise



Figura 2.8: Ponte ferroviária de São Lourenço [54]

da resposta de estruturas de Engenharia Civil. No entanto, para que os resultados do modelo numérico sejam válidos, por vezes é necessário recorrer a técnicas de identificação modal experimentais para conhecer as características dinâmicas da estrutura, que por sua vez irão ser comparadas com as do modelo numérico. Quando a semelhança não ocorre, recorre-se a uma atualização e aperfeiçoamento dos modelos de EF até alcançar uma correlação com os dados obtidos experimentalmente satisfatória através da construção de uma matriz MAC.



## Capítulo 3

# Caso de estudo passagem pedonal superior 2787

Neste capítulo é feita a descrição do passadiço em estudo (PP 2787) em que se definem todos os elementos estruturais e materiais necessários à sua caracterização.

### 3.1 Descrição genérica do passadiço

#### 3.1.1 Localização

A obra de arte em estudo localiza-se no itinerário complementar 4 (IC4) ao km 100+400 no concelho de Faro. Está localizado numa zona com um importante risco sísmico e sob esta passagem superior é assegurada a ligação entre o centro de Faro e outras infraestruturas importantes e prioritárias, tais como: Aeroporto Internacional de Faro, Universidade do Algarve, Hotéis, Fórum Algarve, Hospital Particular do Algarve, Bombeiros e a estação da CP [Figura 3.1]. Torna-se assim importante a avaliação do comportamento do passadiço quando sujeito a ações que possam eventualmente levar ao seu colapso impedindo a circulação rodoviária e consequentemente o impedimento dos meios de socorro às regiões afetadas.

#### 3.1.2 Elementos estruturais

O passadiço pedonal 2787 é constituído por três vãos, 16,76 m + 24,76 m + 16,76 m, sendo que o acesso ao tabuleiro realiza-se por intermédio de duas rampas apoiadas em vigas consola, que por sua vez descarregam em pilares [Figuras 3.2 e 3.3]. A estrutura do passadiço é constituída por elementos pré-fabricados de betão armado, à exceção das fundações que são executadas pelo método tradicional *in situ*.

Neste passadiço existem 6 tipos de sapatas, de acordo com as suas características geométricas, secções dos pilares e das armaduras que as constituem. Nas sapatas são colocados negativos ou moldes em função da dimensão do pilar que nelas assentam. Na Figura 3.4, ilustra-se a pormenorização





Figura 3.1: Localização do passadiço pedonal PP2787

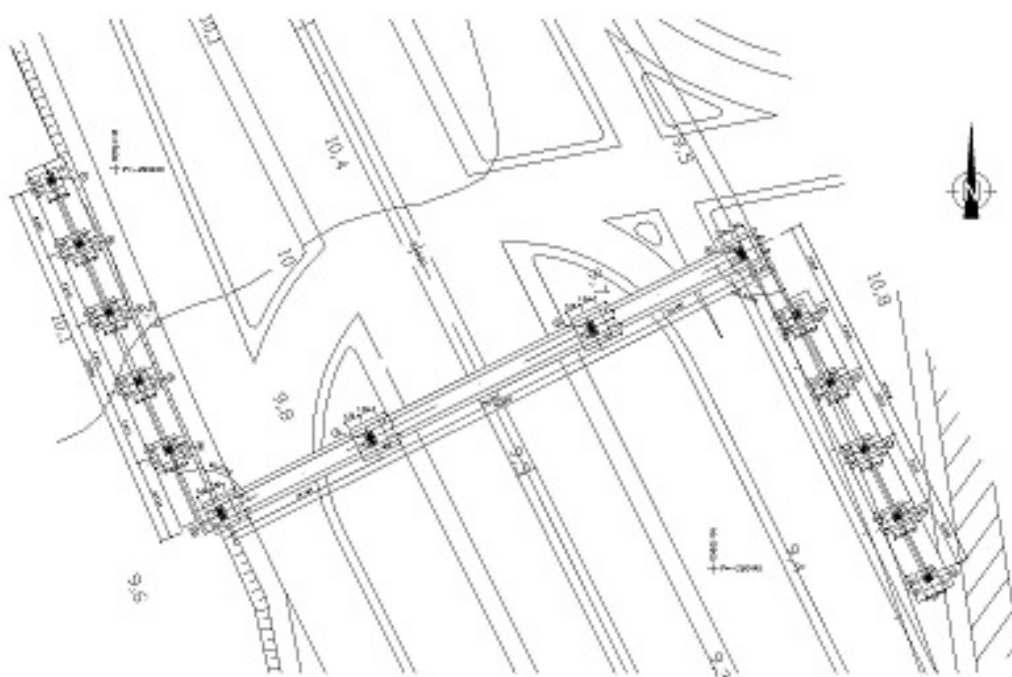
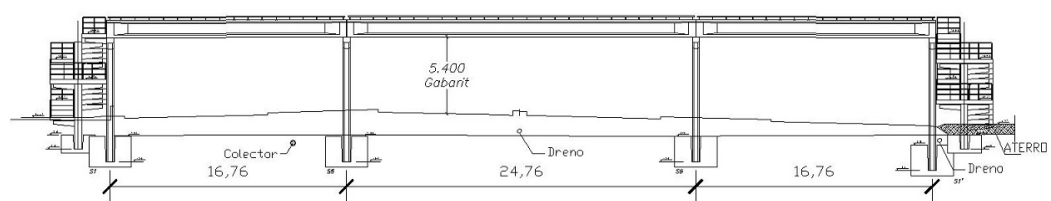
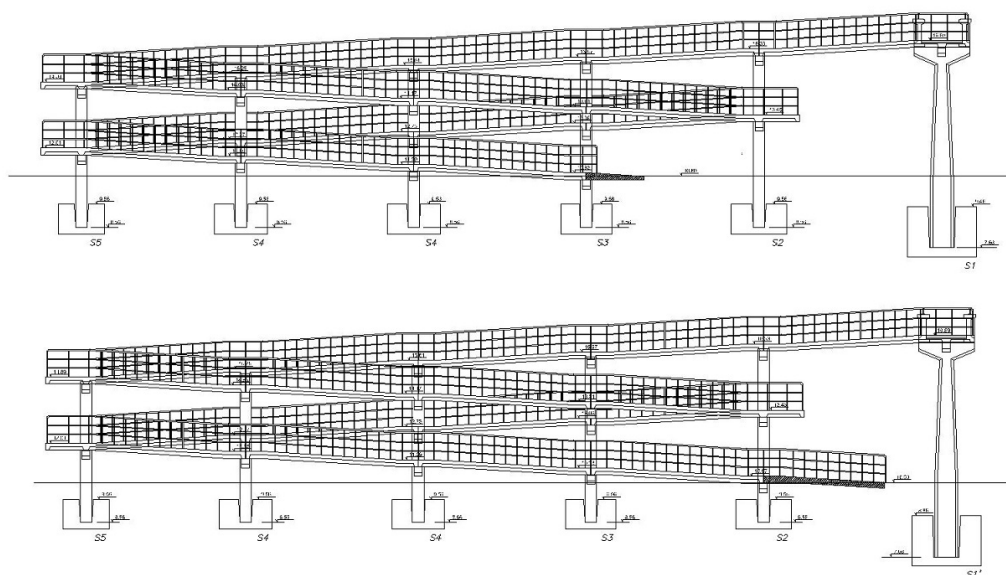


Figura 3.2: Planta do PP 2787 [18]





(a) Alçados principal



(b) Alçados nascente e poente

Figura 3.3: Alçados principal, nascente e poente do PP 2787 [18]

geral das sapatas. Podem observar-se as irregularidades na base do pilar que promovem a aderência, aproximando o comportamento ao de uma ligação monolítica.

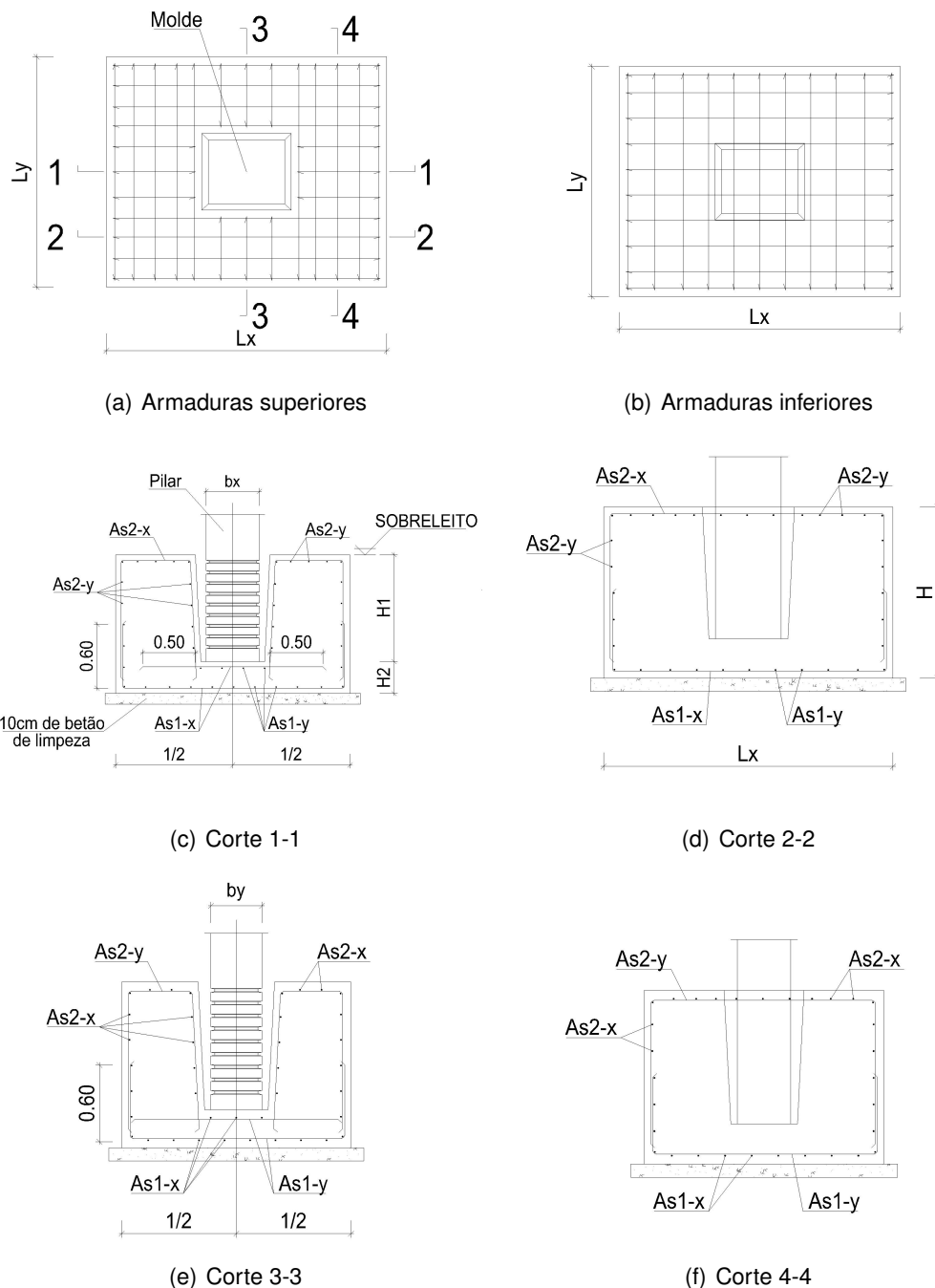


Figura 3.4: Pormenorização das sapatas [18]

Nas tabelas 3.1 e 3.2, apresentam-se as diversas dimensões e características das sapatas S1 e S6, que correspondem às fundações dos pilares principais, de

extremidade e intermédios respetivamente, e das sapatas S2, S3, S4 e S5 que correspondem às fundações dos pilares intermédios e de extremidade das rampas de acesso.

Tabela 3.1: Características das sapatas

Sapatas	Geometrias					Secção pilares	
	Lx [m]	Ly [m]	H1 [m]	H2 [m]	H [m]	bx [m]	by [m]
S1	3,30	2,80	1,80	0,40	2,20	1,00	0,50
S2	2,40	2,40	1,00	0,30	1,30	0,50	0,50
S3	2,20	2,20	1,00	0,30	1,30	0,50	0,50
S4	2,30	2,30	1,00	0,30	1,30	0,50	0,50
S5	2,00	2,00	1,00	0,30	1,30	0,50	0,50
S6	3,50	3,10	1,80	0,40	2,20	1,00	0,50

Tabela 3.2: Armaduras das sapatas

Sapatas	Armaduras gerais			
	As1-x	As1-y	As2-x	As2-y
S1	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$
S2	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$
S3	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$
S4	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$
S5	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$	$\phi 8 // 0,20$
S6	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$	$\phi 10 // 0,20$

Os pilares têm uma altura acima do solo de 5,80 m, constituídos por um fuste de 5,00 m e um capitel com 0,80 m, sendo que a altura enterrada dos pilares varia consoante a cota de implantação. A secção transversal tem um comprimento de 0,50 m e uma largura variável de 0,60 m a 1,00 m. O capitel tem um comprimento de 2,40 m e uma largura de 0,50 m e conta com 4 varões  $\phi 20$  chumbados para selagem das vigas formando assim a ligação entre estas e os pilares. De seguida apresentam-se as peças desenhadas dos alçados, topo e secção transversal dos pilares bem como a pormenorização das suas armaduras [Figuras 3.5 e 3.6].

O tabuleiro é constituído por uma laje com 0,12 m de espessura que é composta por uma pré-laje pré-fabricada em betão armado com uma espessura de 0,06 m e dimensões de  $2,00 \times 1,73 \text{ m}^2$  e dotada de uma armadura externa que irá aderir à betonagem complementar de 0,06 m de espessura conforme a Figura 3.7. O tabuleiro é ainda composto por vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas em estaleiro, com secção em "I", com 1,20 m de altura e que assentam em lâminas de neoprene de  $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$  e com 0,01 m de espessura. O neoprene é perfurado de modo a que seja atravessado pelos ferrolhos de  $\phi 20$  chumbados no capitel do pilar e instalados nos negativos das vigas e selados com uma argamassa de alta resistência (*grout*), materializando assim a ligação entre as vigas e os pilares [Figuras 3.8, 3.9, 3.10, 3.11 e 3.12].

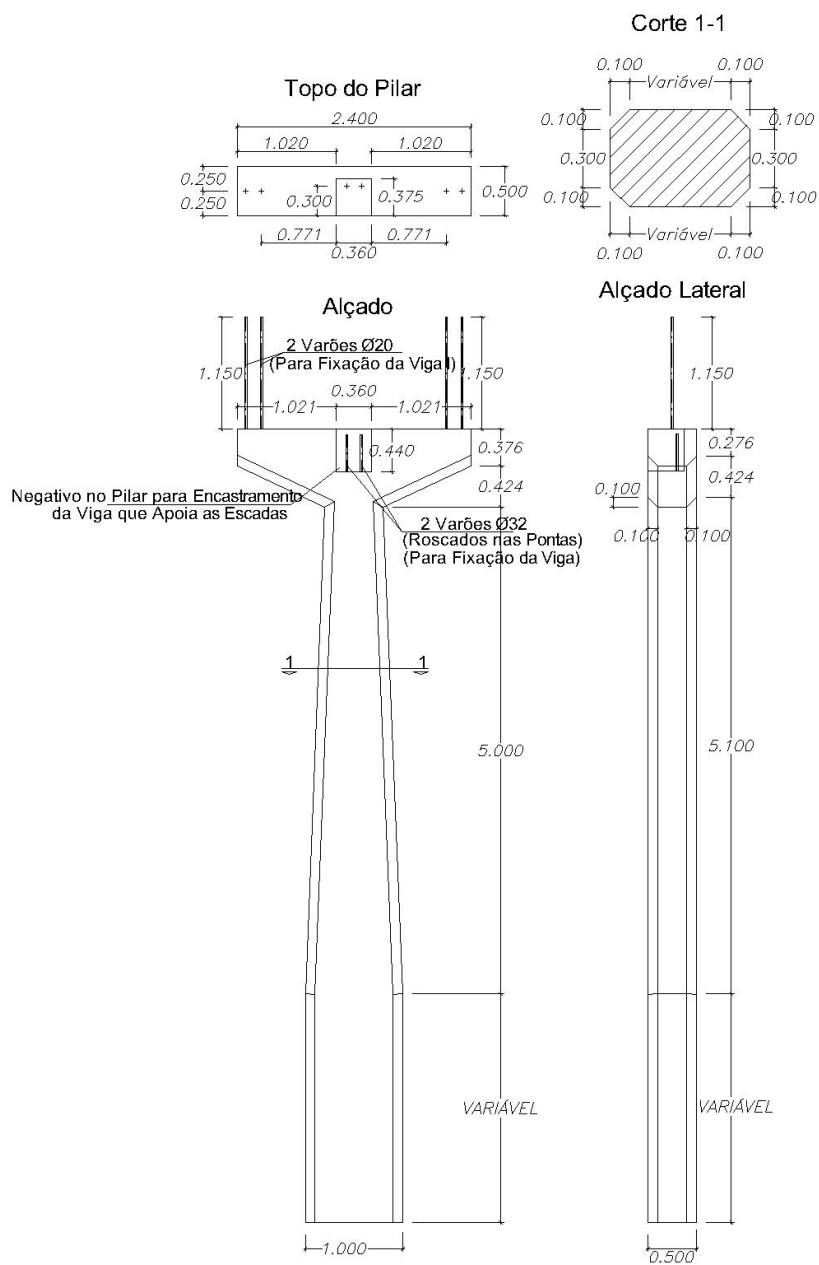


Figura 3.5: Alçados, topo e corte dos pilares principais do PP 2787 [18]

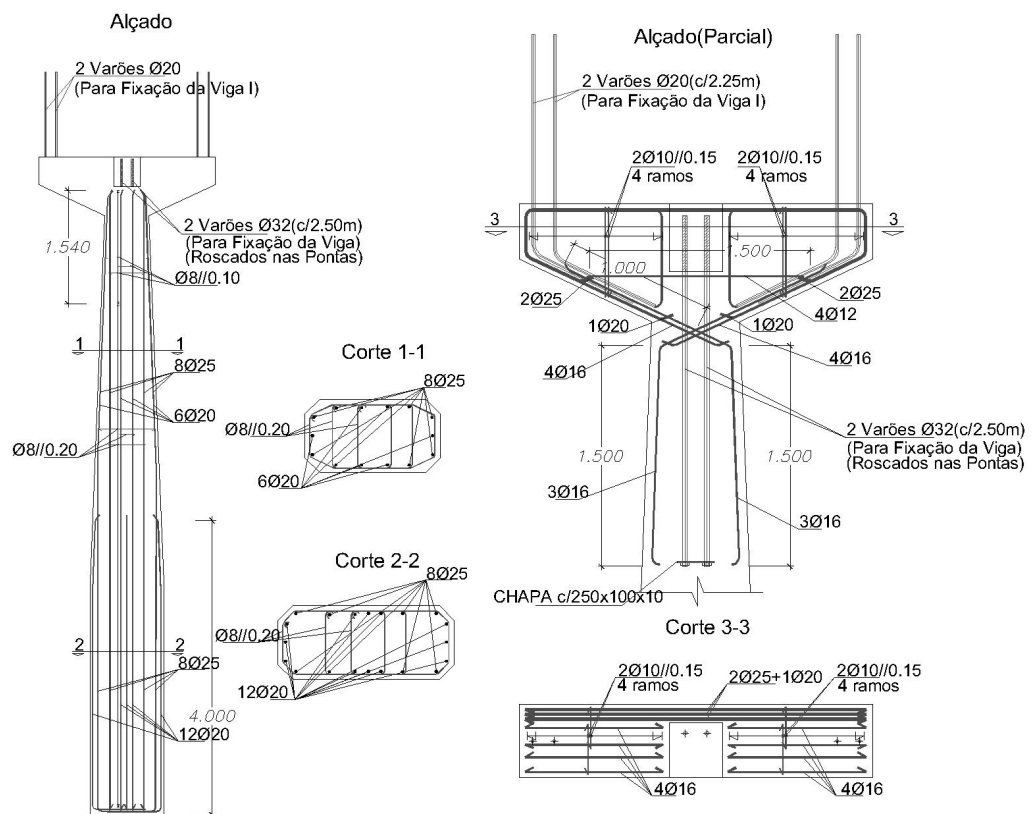


Figura 3.6: Pormenorização de armaduras dos pilares [18]

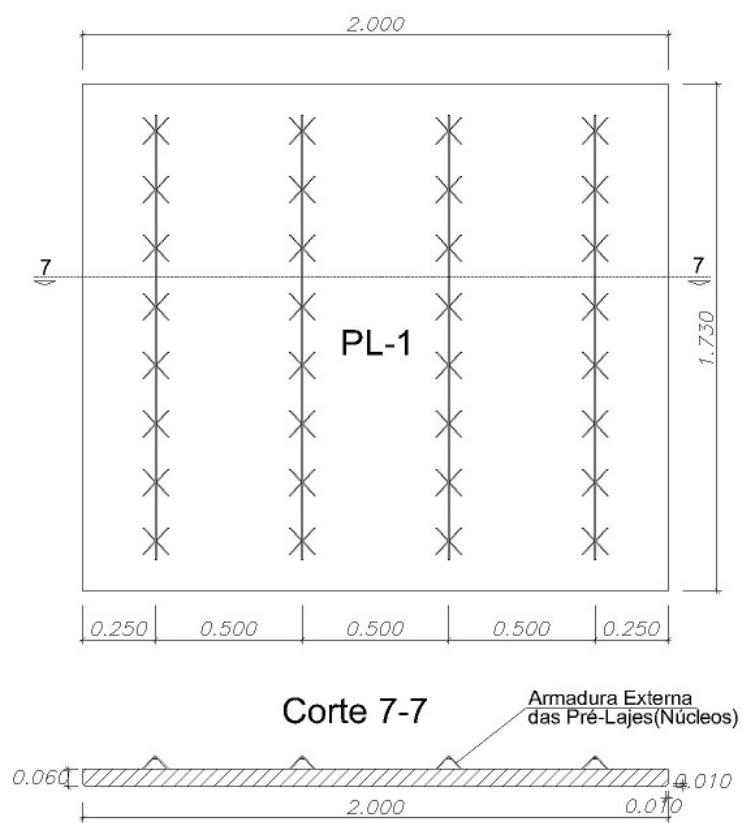


Figura 3.7: Planta e corte da laje [18]

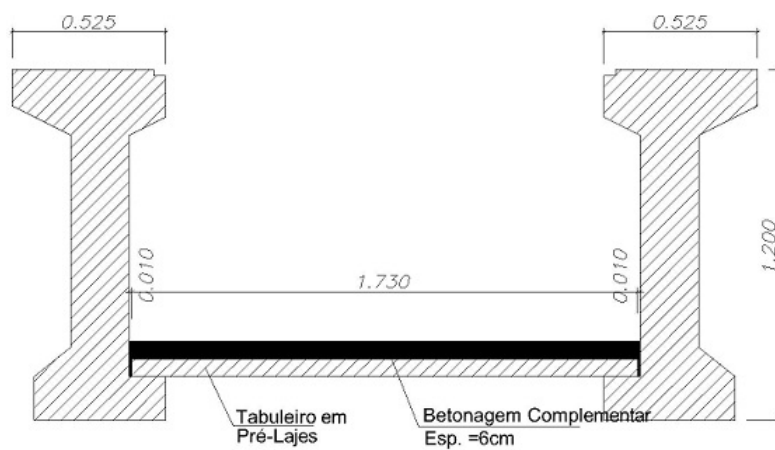


Figura 3.8: Seção transversal do tabuleiro [18]

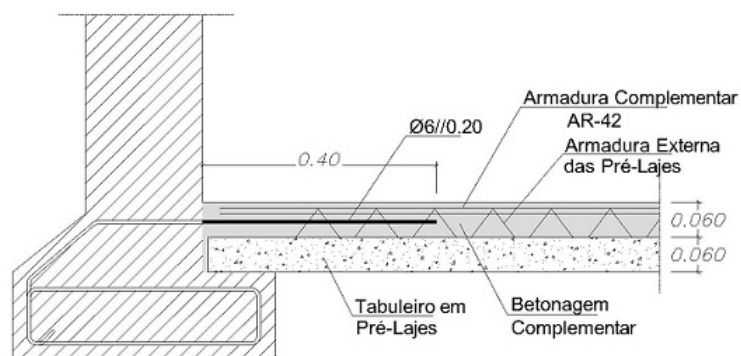


Figura 3.9: Pormenor de selagem da laje na viga pré-fabricada [18]

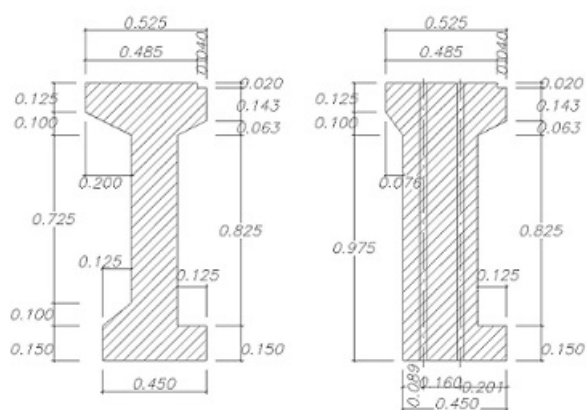


Figura 3.10: Secção transversal das vigas a meio vão e sobre o pilar [18]

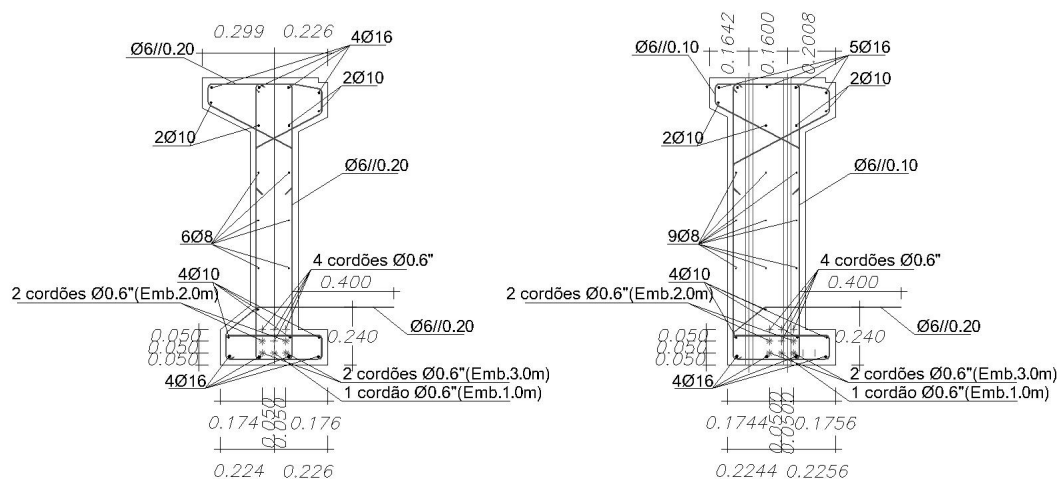


Figura 3.11: Pormenorização das armaduras das vigas a meio vão e sobre o pilar [18]

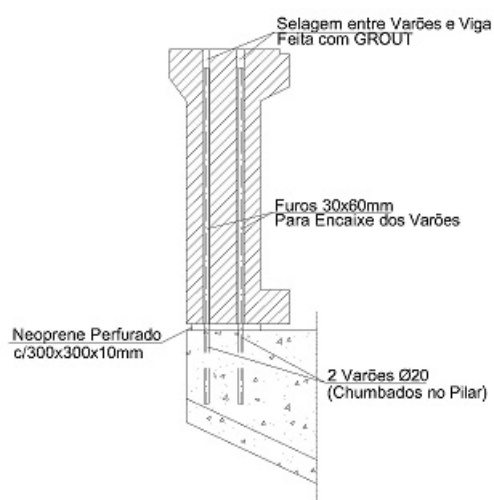


Figura 3.12: Pormenor de fixação da viga ao pilar [18]



### 3.1.3 Materiais

De acordo com o que consta nos elementos de projeto [18], fornecido pelas IP, os materiais utilizados na construção dos elementos estruturais são:

#### Betão

Tabela 3.3: Classes de betão

Elemento estrutural	Classe de betão
Laje do tabuleiro	C25/30
Vigas pré-fabricadas	C35/45
Pilares	C25/30
Rampas e restantes vigas	C25/30
Sapatas	C20/25

#### Aço

Tabela 3.4: Classes de aço

Armadura	Classe de aço
Passiva (geral)	A500NR
Passiva (malha eletrossoldada)	A500NL
Passiva (sapatas)	A400NR
Ativa de pré-esforço	Y1860S7-15,3

Quanto aos recobrimentos, foram aplicados 5,0 cm nas sapatas e 2,5 cm nos restantes elementos estruturais.

## 3.2 Campanha experimental

Fora do âmbito desta dissertação, a campanha experimental realizou-se à vibração ambiental e teve como propósito identificar as propriedades modais do passadiço, nomeadamente, as frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento. Os resultados da campanha serviram principalmente para a calibração correta dos modelos numéricos das passagens pedonais, de modo a serem concebidos modelos de estruturas computacionais fidedignas.

Uma revisão da literatura revela muitas aplicações de técnicas de identificação modal somente de *output* para estruturas de engenharia civil, particularmente para passadiços pedonais [7, 20, 27, 39, 70, 71].

Baseada na experiência relatada na literatura consultada, entre maio e julho de 2012, foi concebida uma campanha experimental de passagens pedonais superiores, no distrito de Faro [Figura 3.13].

Durante os testes de vibração ambiental, a resposta de velocidade foi conseguida



Figura 3.13: Localização dos passadiços pedonais estudados na campanha experimental [17]

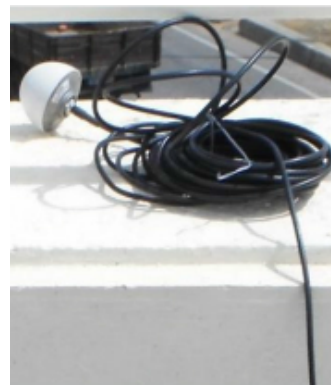
utilizando três sistemas de aquisição de dados MR2002-CE da marca SYSCOM, cada um composto por um sensor de velocidade triaxial e um gravador de vibração MS2003+. Para que a sincronização de dados adquiridos seja garantida, é utilizado um recetor GPS que atualiza automaticamente o relógio do MR2002 [Figura 3.14].



(a) Sistema de aquisição de dados MR2002-CE



(b) Sensor de velocidade triaxial MS2003+



(c) Antena GPS

Figura 3.14: Sistema de monitorização de vibração [17]

O MR2002-CE está equipado com um processador de sinal digital para filtrar os sinais provenientes do sensor. Utilizando o seu algoritmo de filtro padrão, é necessário ter em conta o teorema de *Nyquist*, pelo qual a frequência de amostragem deve ser pelo menos igual ao dobro da frequência máxima das componentes do sinal, sendo eliminado o contributo de todas as frequências

acima da frequência de *Nyquist*. Assim sendo, foi considerada uma frequência de amostragem de 100 Hz, em que é possível identificar frequências até 40Hz (80% da frequência de *Nyquist*), abrangendo assim a gama de frequências dos passadiços.

No decorrer dos ensaios foram efetuados vários *setups*, em que de acordo com o plano de instrumentação previamente definido, foi colocado um dos equipamentos num ponto de referência do tabuleiro e os outros dois alternado de posição. Para cada *setup* foi definido um tempo de gravação de 15 minutos. As medições efetuadas ao PP 2787 decorreram no eixo do tabuleiro sobre os pilares, a 1/4, 1/2 e 3/4 de vão, como se pode observar na Figura 3.15.

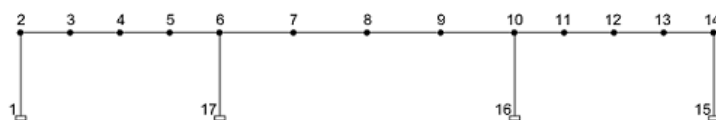
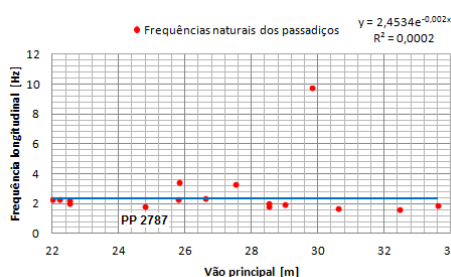
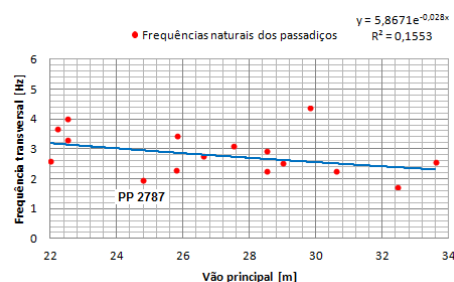


Figura 3.15: Pontos de medida utilizados na PP 2787

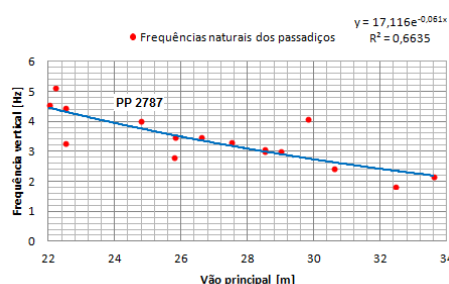
De seguida, na Figura 3.16 ilustram-se as frequências naturais dos passadiços consoante o comprimento do seu vão principal, obtidas na campanha experimental, bem como as respetivas linhas de tendência e coeficientes de determinação  $R^2$ .



(a) Direção longitudinal



(b) Direção transversal



(c) Direção vertical

Figura 3.16: Frequências naturais obtidas na campanha experimental às passagens superiores para peões [17]

A análise da informação recolhida durante a campanha experimental foi tratada no software comercial ARTeMIS [65], por aplicação do método de

identificação estocástica em sub-espacos a partir de séries temporais (SSI-UPC). A identificação estocástica em sub-espacos (SSI) é um método paramétrico desenvolvido no domínio do tempo que utiliza séries temporais para identificar um modelo estocástico que descreve as vibrações lineares da estrutura. A versão mais simples (UPC) é um algoritmo que permite em cada *setup* identificar um conjunto de modelos com diferentes parâmetros e definir um diagrama de estabilização, que apresenta os modos estáveis, instáveis e o ruído. De seguida apresenta-se o diagrama obtido para o PP 2787 [Figura 3.17].

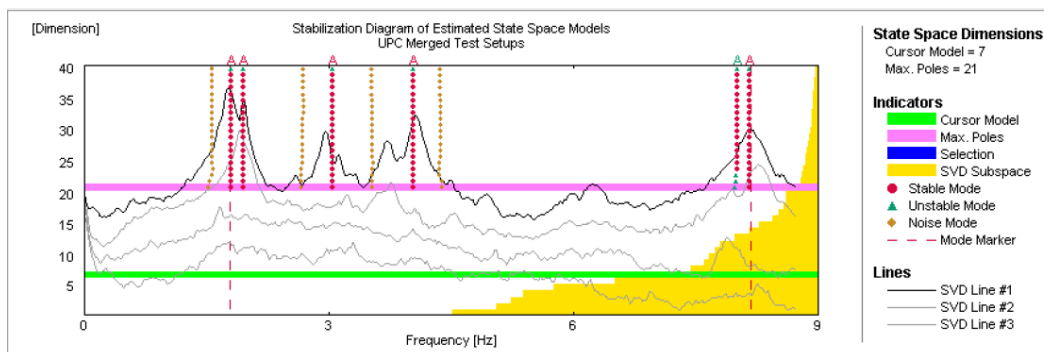


Figura 3.17: Diagrama de estabilização do PP 2787

## Capítulo 4

# Modelação e calibração do modelo numérico

A modelação numérica tridimensional da estrutura foi desenvolvida com recurso ao programa de cálculo não linear *SeismoStruct* [60], que utiliza na sua formulação o método dos elementos finitos. A modelação do passadiço foi realizada conforme as peças desenhadas dos elementos estruturais que constam no projeto. Foram considerados encastramentos na base dos pilares, à cota da face superior das sapatas. O modelo numérico ilustra-se na Figura 4.1.

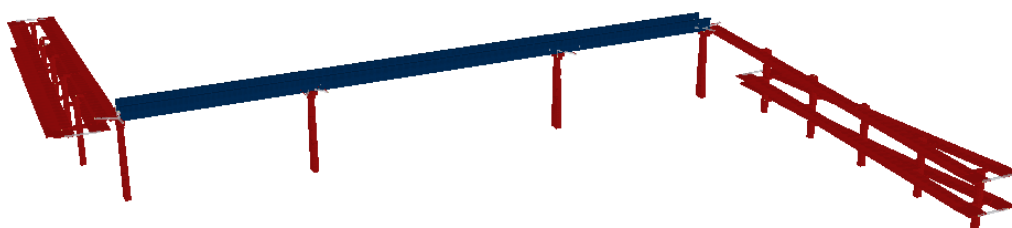


Figura 4.1: Vista tridimensional do modelo numérico PP 2787

A modelação dos pilares foi realizado com elementos de plasticidade distribuída baseados em deslocamentos (*displacement-based*). O estado de tensão-deformação seccional é obtido através da integração da resposta não-linear das fibras individuais nas quais a secção foi subdividida. A vantagem deste modelo é que não existe uma localização predeterminada em que o comportamento não linear ocorre, tal como os modelos de plasticidade concentrada. De modo a garantir uma boa precisão da resposta, é sugerido que neste modelo deverão ser utilizados elementos de pequena dimensão [60]. No caso em estudo, o elemento estrutural foi dividido em 8 elementos. Foi definido um total de 150 fibras individuais em cada elemento utilizadas para os cálculos de equilíbrio efetuados em cada uma das secções de integração do elemento. A discretização da secção transversal dos pilares está ilustrada na Figura 4.2.

No presente estudo, não foi considerada a possibilidade de ocorrência de dano na ligação entre as vigas principais e a laje do tabuleiro. Assim sendo, e de

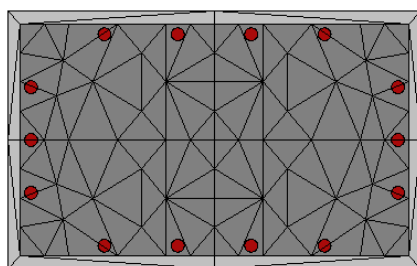


Figura 4.2: Discretização da seção transversal dos pilares

acordo com [60], o tabuleiro da passagem pedonal em estudo foi definido na sua modelação como um elemento elástico com secção transversal em U de betão armado. A sua secção pode ser observada na Figura 4.3.

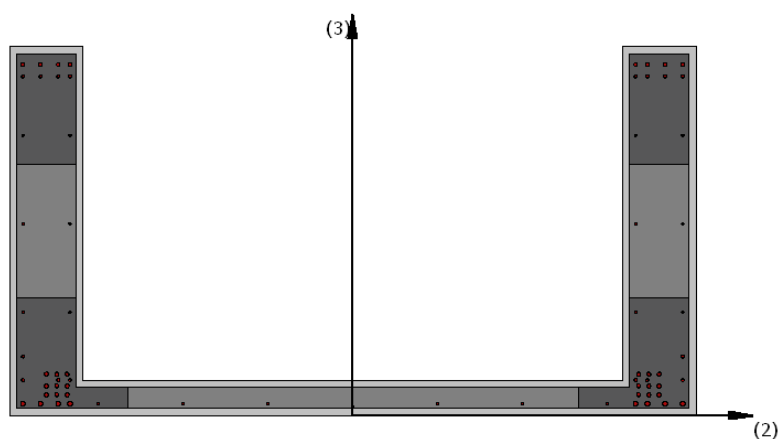


Figura 4.3: Secção do tabuleiro

Para modelar a relação constitutiva das armaduras foi utilizado um modelo uniaxial bilinear de tensão-extensão (*st1-b1*) com endurecimento cinemático em que a fase elástica mantém-se constante ao longo das fases de carregamento e o endurecimento cinemático é assumido como uma função linear do incremento de deformação plástica para o patamar de cedência.

O modelo uniaxial não-linear de confinamento constante (*con\_ma*) que segue a relação constitutiva proposta por Mander [43] e o regime cíclico proposto por Martinez-Rueda e Elnashai [44] foi utilizado para modelar a relação constitutiva do betão. Neste modelo, o efeito do confinamento é proporcionado pelo reforço transversal lateral incorporado através do modelo estabelecido em [43], em que a pressão constante de confinamento é assumida em toda a gama de tensão-deformação.

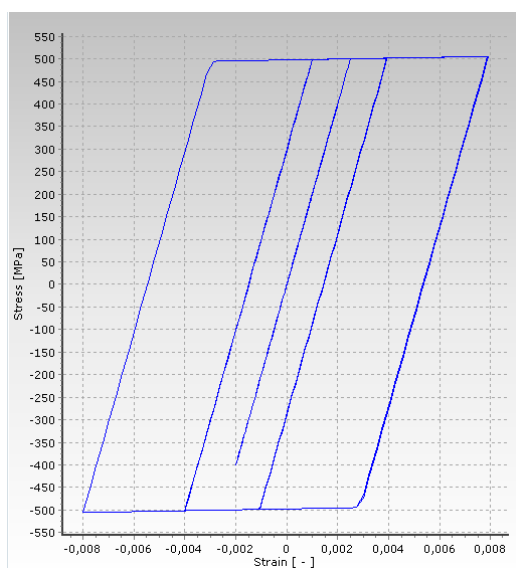
De modo a descrever as características mecânicas do aço e do betão, devem ser definidos os parâmetros descritos nas Tabelas 4.1 e 4.2 originando assim as relações constitutivas ilustradas na Figura 4.4.

Tabela 4.1: Parâmetros do Aço A500NR

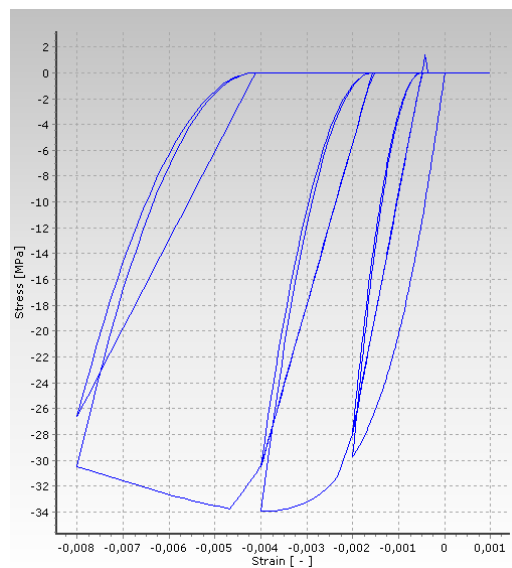
Módulo de elasticidade ( $E_s$ )	MPa	2,0E5
Tensão de cedência ( $f_y$ )	MPa	500
Coeficiente de endurecimento ( $\mu$ )	-	0,005
Extensão de fratura	-	0,1
Peso específico ( $\gamma_s$ )	kN/m <sup>3</sup>	78

Tabela 4.2: Parâmetros do Betão

		C25/30	C35/45
Resistência à compressão ( $f_c$ )	MPa	28,3	40,75
Módulo de elasticidade ( $E_c$ )	MPa	2,5E4	3,0E4
Resistência à tracção ( $f_t$ )	MPa	2,2	
Extensão na tensão de pico ( $\epsilon_c$ )	m/m	0,002	
Peso específico ( $\gamma_c$ )	kN/m <sup>3</sup>	25	
Factor de confinamento ( $k_c$ )	-	1,2	



(a) Relação constitutiva do aço



(b) Relação constitutiva do betão

Figura 4.4: Curvas tensão-extensão do aço e do betão [60]

A validação de modelos de elementos finitos é normalmente efetuada comparando as estimativas do modelo numérico com os resultados de testes experimentais. No presente caso de estudo, a validação do modelo numérico do passadiço pedonal PP 2787 foi composto por duas fases distintas.

Na primeira fase, a qualidade da simulação numérica das ligações entre os pilares e o tabuleiro (ferrolhos) foi investigada pela reprodução de ensaios cíclicos experimentais apresentados na secção 4.1.

Numa segunda abordagem, são comparados os resultados da análise modal numérica com os dados do ensaio de vibração ambiental apresentados na secção 4.2.

## 4.1 Regime inelástico não-linear

O efeito ferrolho está associado à mobilização ao corte de um varão que atravessa uma determinada interface entre dois elementos estruturais, quando sujeito a um deslocamento transversal. Este efeito conduz, geralmente, a uma elevada concentração de tensões no betão adjacente aos varões, em que estes poderão ser sujeitos a três tipos de ações diferentes, isto é, arrancamento, corte ou flexão [Figura 4.5].

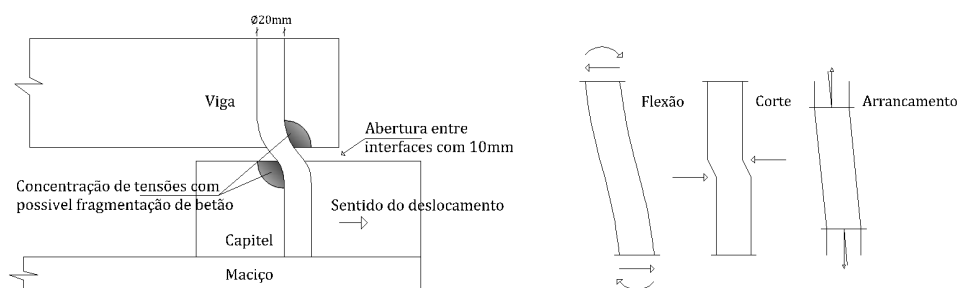


Figura 4.5: Mecanismo de rotura e tipos de mobilização do efeito ferrolho (adaptado de [1])

A resistência ao corte deste tipo de ligações pode ser estimada seguindo as expressões (4.1) e (4.3), de acordo com o Model Code 2010 (MC10) [2] e o Eurocódigo 2 (EC2) [10].

### Model code 2010

$$\tau_u = \underbrace{\tau_a}_{\text{Adesão}} + \underbrace{\mu \cdot (\rho \cdot k_1 \cdot f_y + \sigma_n)}_{\text{Fricção}} + \underbrace{k_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}}}_{\text{Efeito ferrolho}} \quad (4.1)$$

em que:

$\tau_a$  Resistência ao corte devido à adesão/interbloqueamento;

$\mu$  Coeficiente de atrito;

$\rho$  Taxa de armadura que atravessa a interface;

$k_1$  Coeficiente de interação para força de tração ativa na armadura de reforço ou ferrolhos;

$k_2$  Coeficiente de interação para resistência à flexão;



$\sigma_n$  Tensão normal resultante de uma eventual força de compressão a que a interface está sujeita;

$f_y$  Tensão de cedência à tração do aço das armaduras;

$f_{cc}$  Tensão de rotura à compressão do betão.

Na estimativa foi considerada apenas uma parte da parcela relativa à fricção ( $\mu \cdot \sigma_n$ ) devido às massas adicionais de 2200 kg e a parcela relativa ao efeito ferrolho ( $k_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}}$ ).

Ficando portanto:

$$\tau_u = \underbrace{\mu \cdot \sigma_n}_{\text{Atrito}} + \underbrace{k_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}}}_{\text{Efeito ferrolho}} \quad (4.2)$$

Sendo:

$$\text{Area da junta} = 0,06 \text{ m}^2 ; \text{ Area dos ferrolhos} = 6,2832 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\sigma_n = \frac{22000}{0,06} = 0,366667 \text{ Pa} ; \mu = 0,5 ; k_2 = 1,5$$

$$\rho = 0,010472 ; f_y = 435 \text{ MPa} ; f_{cc} = 23,3 \text{ MPa}$$

Substituindo na expressão (4.2), tem-se:

$$\tau_u = \underbrace{0,5 \cdot 0,366667}_{\text{Atrito}} + \underbrace{1,5 \cdot 0,010472 \cdot \sqrt{435 \cdot 23,3}}_{\text{Efeito ferrolho}} = 1,76474 \text{ MPa}$$

$$F_u(\text{com atrito}) = 1,76474 \cdot 0,06 \cdot 10^3 = 105,9 \text{ kN}$$

$$F_u(\text{sem atrito}) = 1,58141 \cdot 0,06 \cdot 10^3 = 94,9 \text{ kN}$$

### Eurocódigo 2

$$\nu_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (4.3)$$

em que:

$c$  e  $\mu$  Coeficientes que dependem da rugosidade da junta;

$f_{ctd}$  Valor de cálculo da tensão de rotura à tração;

$\sigma_n$  Tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta que pode atuar simultaneamente com o esforço transversal;

$\rho$  Taxa de armadura que atravessa a interface;

$f_{yd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;

$\alpha$  Inclinação da armadura de reforço que atravessa a interface.

Considerou-se coeficientes de atrito para uma superfície muito lisa com  $\mu = 0,5$  e  $c = 0,065$ .

Sendo:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{0,7 \cdot 3,2}{1,2} = 1,86667 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = \frac{22000}{0,06} = 0,366667 \text{ Pa} \quad ; \quad \rho = 0,010472$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa} \quad ; \quad \alpha = 90^\circ$$

Substituindo na expressão (4.3), tem-se:

$$\begin{aligned} \nu_{Rdi} &= \underbrace{0,065 \cdot 1,86667 + 0,5 \cdot 0,366667}_{\text{Atrito}} + \underbrace{0,010472 \cdot 435 \cdot (0,5 \cdot \sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}_{\text{Efeito ferrolho}} = \\ &= 2,58533 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$F_{Rdi}(\text{com atrito}) = 2,58533 \cdot 0,06 \cdot 10^3 = 155,1 \text{ kN}$$

$$F_{Rdi}(\text{sem atrito}) = 2,27766 \cdot 0,06 \cdot 10^3 = 136,7 \text{ kN}$$

Na Tabela 4.3 apresentam-se os valores estimados para a resistência da ligação.

Tabela 4.3: Estimativas da resistência ao corte da ligação

Betão	Aço	Ferrolhos	Model Code 2010		Eurocodigo 2	
			Com atrito	Sem atrito	Com atrito	Sem atrito
C35/45	A500	2 $\phi$ 20mm	105,9 kN	94,9 kN	155,1 kN	136,7 kN

Os ensaios de caracterização da ligação tiveram lugar no LNEC, na mesa sísmica triaxial do NESDE no âmbito do projeto de investigação SUPERB, liderado pela FCT-UNL e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia. O objetivo principal dos ensaios experimentais propostos foi realizar a análise da ligação viga-pilar constituída por dois ferrolhos de 20 mm de diâmetro, sujeita a forças de corte, através de ensaios cíclicos. Para tal, idealizou-se uma viga curta, solicitada axialmente na direção longitudinal, representativa das vigas dos passadiços. Esta viga foi apoiada num maciço de betão armado que simula o capitel do pilar, através de placas de neoprene com 10 mm de espessura, com os respetivos ferrolhos. As vigas foram solicitadas longitudinalmente por atuação da própria mesa utilizando uma escora metálica adicional apoiada numa parede de reação. A eventual e provável rotação do pilar não foi considerada. Na Figura 4.6 apresenta-se o esquema geral do ensaio e os seus principais componentes e na Figura 4.7 algumas vistas da realização dos ensaios.

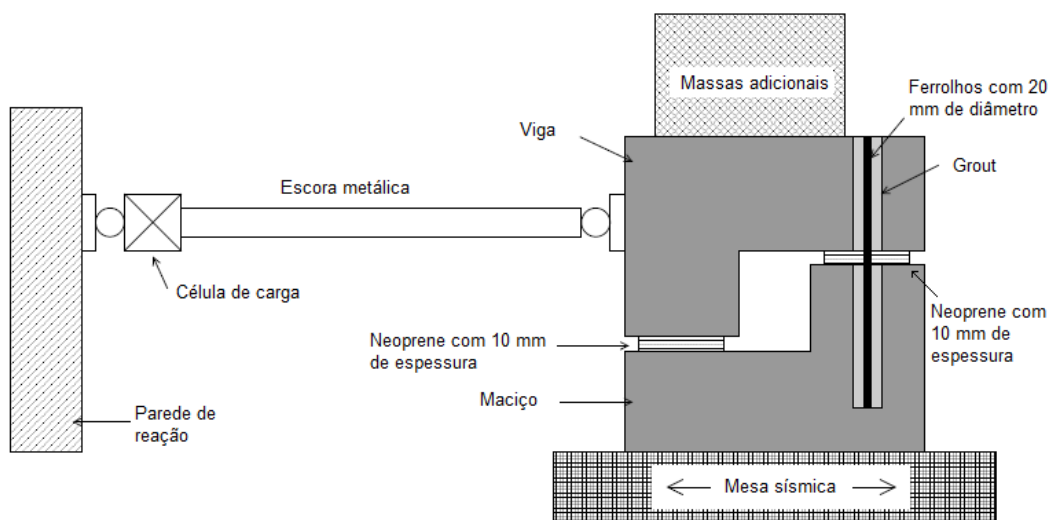


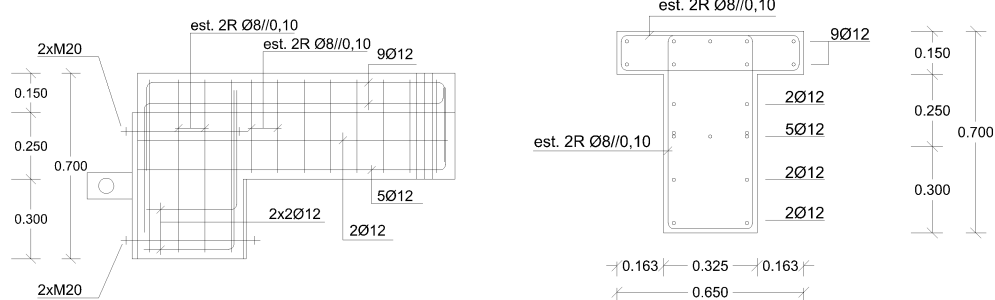
Figura 4.6: Esquema de ensaios [58]



Figura 4.7: Vistas do laboratório durante os ensaios [58]

O betão utilizado para a confeção dos espécimes experimentais foi um betão de classe C35/45 e foram considerados recobrimentos de 2,5 cm. Para as vigas adotou-se uma armadura longitudinal inferior de  $5 \times \phi 12$  e uma armadura transversal de  $\phi 8 // 0,10$  m conforme a Figura 4.8. Para o maciço adotou-se uma malha quadrada inferior e superior de  $\# \phi 12 // 0,10$  m e no capitel  $\phi 10 // 0,10$  m no sentido longitudinal e  $\phi 8 // 0,10$  m de confinamento nas duas direções opostas [Figura 4.9]. A ligação por sua vez é feita através de dois ferrolhos com  $\phi 20$  mm em que os respetivos negativos são preenchidos com argamassa de alta resistência (*grout*).

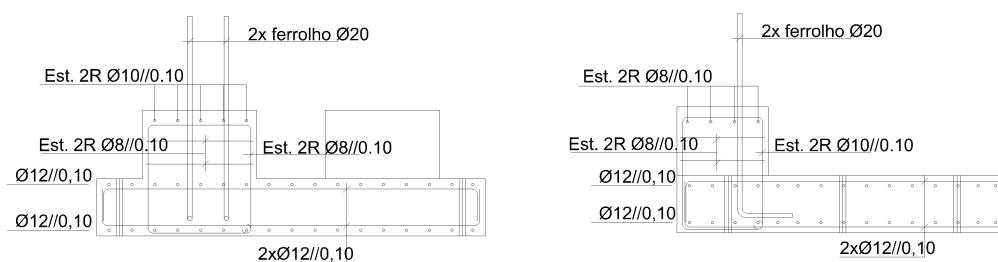
O ensaio cíclico consistiu na implementação de ciclos de carga quase-estáticos de amplitude crescente, com alternância no sentido de aplicação do deslocamento. De seguida, na Figura 4.10 ilustra-se a série de tempo dos deslocamentos impostos durante o ensaio cíclico.



(a) Corte longitudinal

(b) Corte transversal

Figura 4.8: Pormenorização das armaduras das vigas [58]



(a) Corte longitudinal

(b) Corte transversal

Figura 4.9: Pormenorização das armaduras dos maciços [58]

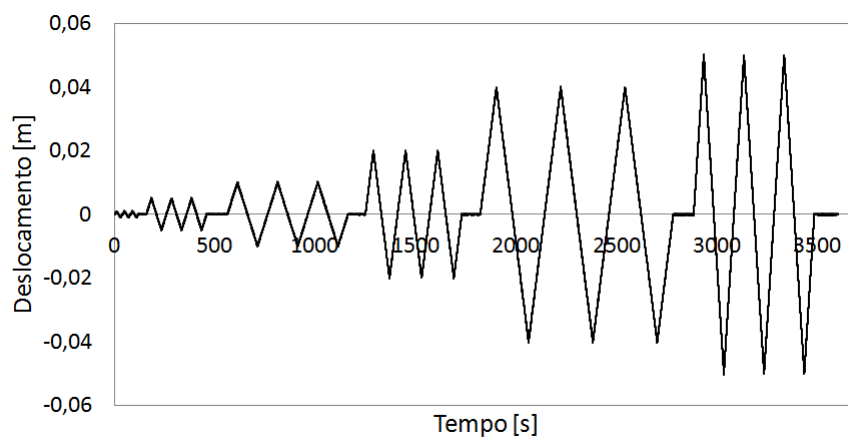


Figura 4.10: Série temporal de deslocamentos impostos no ensaio cíclico [58]

Neste ensaio foi observado que a resistência da ligação foi decrescendo com o número de ciclos aplicados, para níveis crescentes de deslocamentos. Os resultados não são exatamente simétricos notando-se uma maior resistência no sentido *push* do teste, em comparação com o sentido oposto. A resposta ao carregamento cíclico introduzido é expressa através de ciclos histeréticos onde se pode verificar a progressiva degradação de rigidez e resistência, apresentada na Figura 4.11.

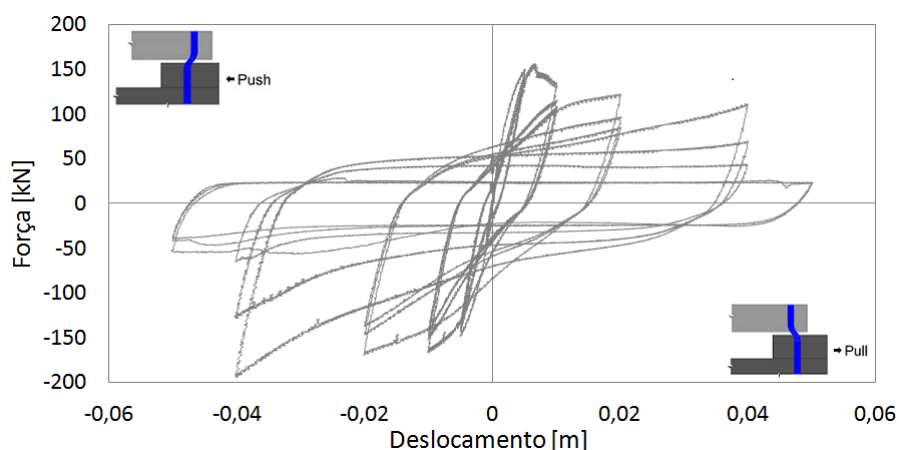


Figura 4.11: Diagrama força-deslocamento do ensaio cíclico [58]

Os danos observados durante o ensaio foram somente o destacamento do betão na face do capitel havendo apenas alguma fendilhação na viga [Figura 4.12]. Os ferrolhos por sua vez foram mobilizados à flexão sendo que a sua rotura ocorreu para um deslocamento de aproximadamente 40 mm. Um dos ferrolhos cedeu mesmo em dois locais distintos, aquando da formação de duas rótulas plásticas, uma na zona da viga e outra na zona do capitel, em que a distância entre as duas zonas de rotura é de cerca de 70 mm [Figura 4.13].



(a) Face da viga sem destacamento de betão



(b) Destacamento de betão na face do capitel



(c) Fendilhação na viga

Figura 4.12: Danos pós-ensaio cíclico [58]

A modelação das ligações e a sua calibração foi conseguida através dos resultados do ensaio cíclico uma vez que o proposto era estudar a estrutura do passadiço quando sujeita a ações cíclicas tal como ações sísmicas.

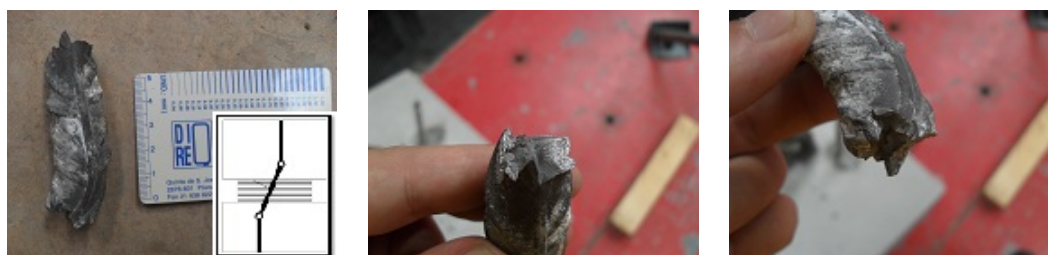


Figura 4.13: Rotura do ferrolho em duas zonas distintas [58]

As ligações entre as vigas principais do tabuleiro e os pilares foram modeladas através da combinação de elementos cilíndricos de betão e aço especialmente projetados com uma configuração de roseta que permitirá a atuação em todas as direções do plano horizontal [Figura 4.14].

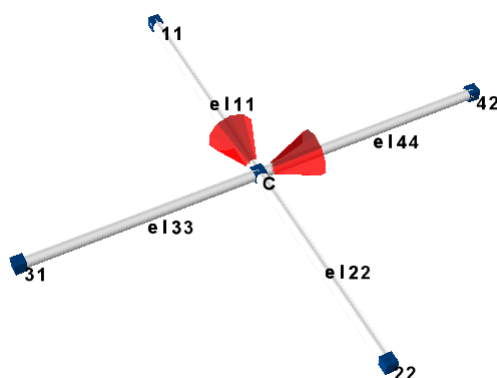


Figura 4.14: Ligação viga-pilar do modelo numérico (roseta)

As ligações são compostas na sua modelação por cinco nós, 11, 22, 31, 42 e C em que este último será o nó em que a ação do carregamento é imposta estando todos os outros nós da periferia encastrados. Cada um dos nós periféricos foram conectados ao nó C por intermédio de elementos compostos por betão e aço. Os parâmetros que definem os materiais das ligações são apresentados de seguida nas Tabelas 4.4 e 4.5.

Tabela 4.4: Parâmetros do Betão (ligação)

Resistência à compressão ( $f_c$ )	kPa	17000
Resistência à tração ( $f_t$ )	kPa	1600
Módulo de elasticidade ( $E_c$ )	kPa	1,9E7
Extensão na tensão de pico ( $\epsilon_c$ )	m/m	0,0016
Peso específico ( $\gamma_s$ )	kN/m <sup>3</sup>	24
Diâmetro ( $\phi$ )	m	0,0984

A ligação foi sujeita à mesma série de carregamento cíclico dos espécimes experimentais, apresentada anteriormente na Figura 4.10, de modo a realizar-se

Tabela 4.5: Parâmetros do Aço (ligação)

Módulo de elasticidade ( $E_s$ )	kPa	2,7E7
Tensão de cedência ( $f_y$ )	kPa	22000
Coefficiente de endurecimento ( $\mu$ )	-	0,005
Extensão de fratura	-	0,1
Peso específico ( $\gamma_s$ )	kN/m <sup>3</sup>	78
Diâmetro ( $\phi$ )	m	0,033106

uma calibração adequada.

De seguida ilustra-se na Figura 4.15 num diagrama força-deslocamento a comparação entre os resultados da ligação numérica calibrada com os resultados do ensaio cíclico. Neste diagrama é possível constatar o bom comportamento do modelo constitutivo proposto.

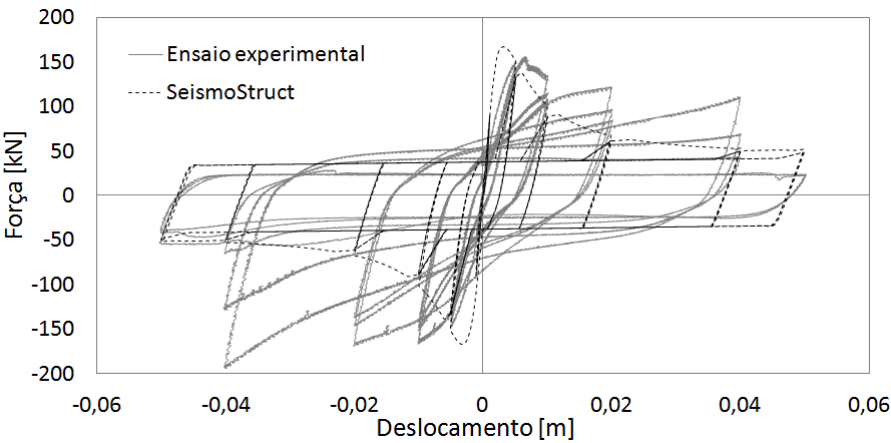


Figura 4.15: Comparação entre diagramas força-deslocamento do espécime experimental e do modelo numérico em SeismoStruct

Foi também avaliada a energia dissipada em cada ciclo histerético, que pode ser encontrada através do cálculo da área delimitada pela respetiva curva força-deslocamento. Constata-se também uma elevada semelhança quanto à energia dissipada, ilustrado na Figura 4.16, com uma diferença média de 2,2% de energia dissipada por ciclo (55,49 kJ energia total dissipada no ensaio experimental e 21,52 kJ de diferença acumulada entre ensaio experimental e correspondente simulação numérica) e a mesma energia dissipada acumulada no final dos 18 ciclos.

Estando o modelo devidamente calibrado, prosseguiu-se para a implementação desta ligação na estrutura global do passadiço pedonal, tal como ilustrado na Figura 4.17, perfazendo assim a conexão entre o tabuleiro e os pilares de forma a simular a ligação viga-pilar materializada pelos ferrolhos da estrutura real.

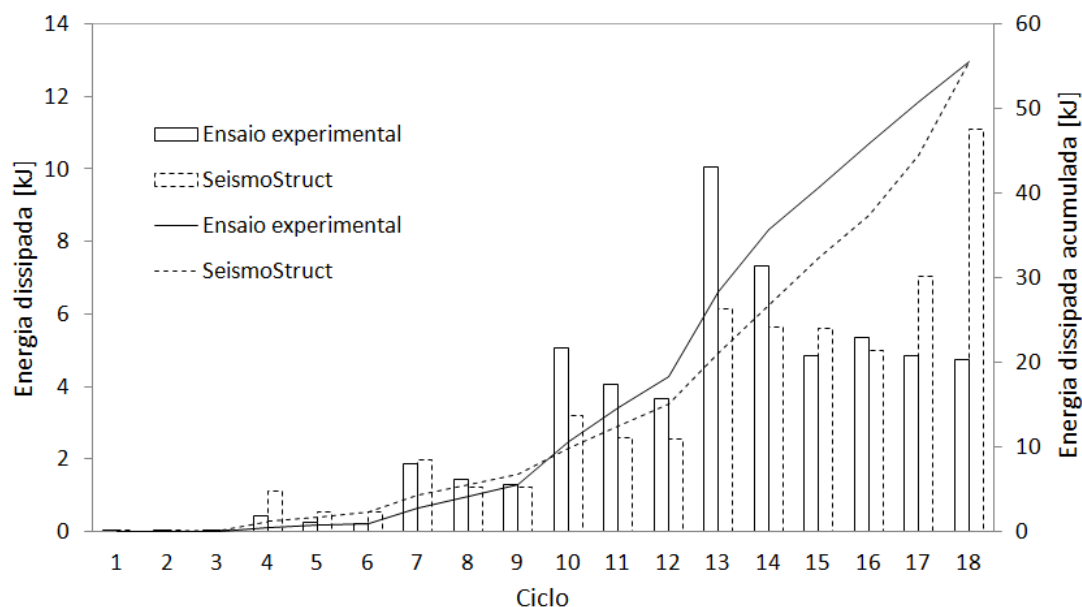


Figura 4.16: Comparação da energia dissipada, na ligação viga-pilar, entre o espécime experimental e o modelo numérico em SeismoStruct

De considerar também que a massa dos elementos que compõem a roseta foi desprezada.

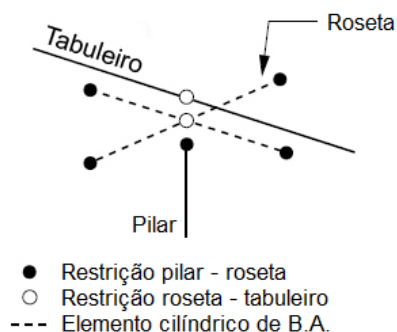


Figura 4.17: Configuração da ligação viga-pilar do modelo numérico

## 4.2 Regime elástico linear

O modelo numérico do PP 2787 foi avaliado com base na identificação dos parâmetros modais, frequências e modos de vibração, obtidos através dos ensaios à vibração ambiental. Deste modo, o aperfeiçoamento do modelo permitiu obter uma estrutura fidedigna capaz de simular o comportamento da estrutura real.

A calibração do modelo consiste em corrigir alguns parâmetros do modelo



inicial, de modo a minimizar as diferenças entre os resultados numéricos e os experimentais. A calibração de um modelo pode ser realizada de acordo com o método direto que consiste em atualizar as entradas da matriz de massa e rigidez do sistema por aplicação das condições de ortogonalidade aos vetores próprios, e de acordo com o método indireto que está relacionado com uma abordagem intuitiva que permite a deteção de variáveis que mais influenciam os resultados [3].

Na presente secção, a calibração e validação do modelo numérico foram fundamentadas no método indireto, em que foi efetuado um estudo de sensibilidade comparando as frequências e os modos de vibração medidos experimentalmente e do modelo numérico. A comparação das propriedades modais teve por base a aplicação da função MAC e o erro relativo entre as frequências. O coeficiente MAC especifica o nível de correlação entre os modos, num intervalo entre 0 e 1, em que, quanto maior é o coeficiente, maior é a correlação. Caso o coeficiente seja muito baixo, o modelo não deverá servir como base de análise uma vez que não reproduz as suas características reais sendo importante realizar uma atualização do modelo de forma a ajustar o modelo. O objetivo será chegar a uma matriz MAC em que os valores dos coeficientes da diagonal principal sejam o mais próximos de 1. Este critério é feito para obter a validação do modelo numérico.

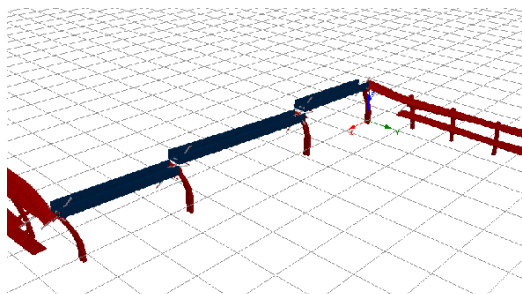
De acordo com os valores experimentais, foram consideradas algumas alterações de forma a aproximar o comportamento dinâmico do modelo numérico ao da estrutura real. As propriedades modais da estrutura, dependem em grande parte das ligações ao exterior nas quais se integra a rigidez efetiva da interface solo-estrutura. As alterações ao modelo inicial passaram por conferir alguma rigidez transmitida pelo solo acima das sapatas na direção longitudinal do tabuleiro, pela libertação dos deslocamentos transversais nos apoios das rampas e pela variação de parâmetros relacionados com o betão constituinte das vigas e dos pilares.

De seguida, na Tabela 4.6, apresentam-se os resultados obtidos no cálculo dos coeficientes MAC de cada modo de vibração. De acordo com a matriz MAC os coeficientes apresentam valores acima de 0,9, à exceção do terceiro modo de vibração associado à direção transversal, o que representa uma boa correlação entre as características modais da estrutura real e do modelo de EF. Relativamente à apreciação dos erros relativos entre as frequências modais numéricas e experimentais, estes situam-se num intervalo entre 0,87 e 2,56%, sendo portanto erros bastante reduzidos.

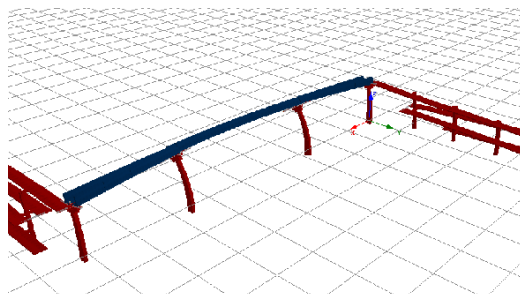
De acordo com esta análise, pode-se concluir então que foi alcançada a validação do modelo numérico após uma calibração adequada, resultando assim num modelo capaz de simular o comportamento real do passadiço pedonal em estudo.

De seguida, ilustram-se as correspondentes configurações modais obtidas pelo modelo numérico [Figura 4.18].

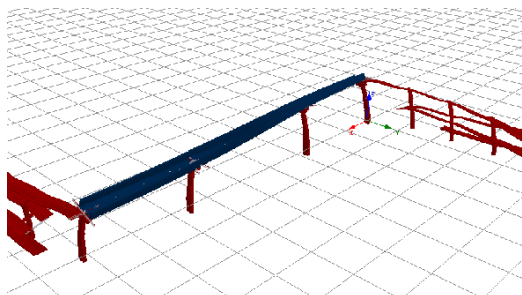
		Tabela 4.6: Matriz MAC					
Frequência [Hz]	SeismoStruct					Erro relativo	
	1,79	2,00	3,10	4,08	7,94	[%]	
SSI-UPC	1,81	0,9707	0,0002	0,0020	0,0000	0,0039	1,10
	1,95	0,0002	0,9183	0,0012	0,0412	0,0004	2,56
	3,05	0,0015	0,0411	0,6292	0,0708	0,0932	1,64
	4,04	0,0077	0,0032	0,0004	0,9726	0,0004	0,99
	8,01	0,0097	0,0000	0,0002	0,0027	0,9916	0,87



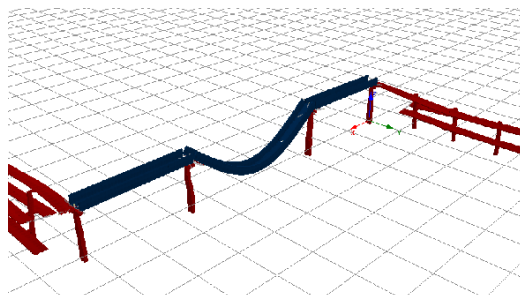
(a) Modo longitudinal 1,79 Hz



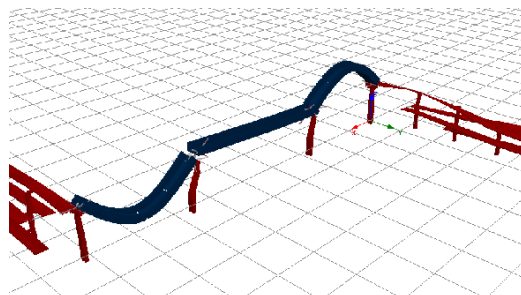
(b) Modo transversal 2,00 Hz



(c) Modo transversal 3,10 Hz



(d) Modo vertical 4,08 Hz



(e) Modo vertical 7,94 Hz

Figura 4.18: Modos de vibração obtidos no modelo numérico de EF.

## Capítulo 5

# Avaliação da vulnerabilidade sísmica

A garantia de que as estruturas dispõem de uma adequada segurança, constitui desde sempre uma preocupação da Engenharia Sísmica. O dimensionamento sísmico é ainda realizado de forma simplificada em que os resultados das análises lineares são posteriormente corrigidos de modo a ter em conta o comportamento não linear que se verifica nas estruturas durante a ocorrência de sismos intensos [24]. A metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica, baseada na determinação da vulnerabilidade, permite quantificar a probabilidade de colapso de uma estrutura.

Neste capítulo, será inicialmente caracterizada a ação dos sismos, seguindo-se a exposição do tema da variabilidade probabilística de parâmetros chave do modelo de elementos finitos. Apresenta-se, depois, a vulnerabilidade sísmica do PP 2787 e todo o processo que levou à conclusão do estudo e a metodologia adotada, passando pelas análises dinâmicas incrementais e a construção das curvas de fragilidade da estrutura em estudo.

### 5.1 Definição da ação sísmica

Para analisar a vulnerabilidade sísmica do PP 2787, foram considerados dois cenários sísmicos distintos, representando ocorrências prováveis afetando a região de Faro. Os dois cenários estão associados às falhas do Marquês de Pombal (CMP) e de Ferradura (CPF), apresentadas na Figura 5.1, ambas localizadas no Oceano Atlântico a 100 e a 140 km da cidade de Faro, respetivamente, a Sudoeste da costa Portuguesa (Cabo de São Vicente), zona historicamente associada a grandes terremotos.

A simulação numérica foi realizada recorrendo ao programa RSSIM, desenvolvido no LNEC, baseado no método estocástico não-estacionário que considera os efeitos da falha finita [9]. Este programa está inserido no simulador de cenários sísmicos LNECloss, existente no LNEC. O simulador é uma rotina de cálculo automático, integrado num Sistema de Informação Geográfica (SIG), que permite

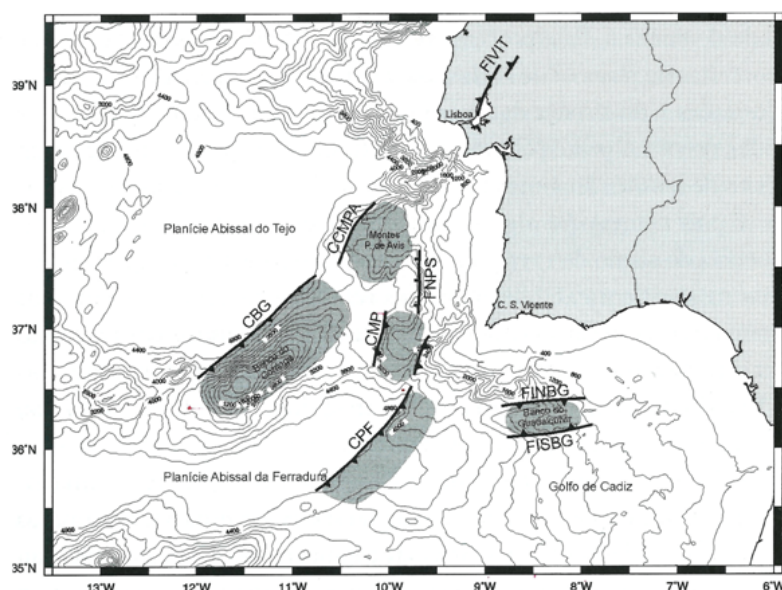


Figura 5.1: Zonas sísmogénicas da margem continental SW-Ibérica: CBG (Carreamento do Banco de Gorringe), CCMPA (Carreamento da Montanha Príncipes de Avis), CPF (Carreamento da Planície de Ferradura), CMP (Carreamento do Marquês de Pombal), FNPS (Falha normal de Pereira de Sousa), FINBG e FIBSG (Falha inversa Norte e Sul, respetivamente, do Banco de Guadalquivir), FIVIT (Falhas inversas do Vale Inferior do Tejo) [52]

a modelação da ação sísmica, e a estimativa dos danos no edificado e das perdas humanas e económicas para um cenário sísmico de ocorrência introduzido pelo utilizador, em qualquer zona do território Português.

No que se refere à modelação da ação sísmica, os parâmetros de entrada no simulador são:

- Características da falha (localização do início da falha, comprimento, largura, inclinação, orientação e o ponto de início de rotura);
- Coordenadas dos locais a considerar;
- Magnitude do sismo a simular;
- Parâmetros necessários para a caracterização espectral dos movimentos intensos do solo, que dizem respeito à propagação da energia desde a fonte até ao local em estudo (espessura da crosta e velocidade de propagação das ondas sísmicas, entre outros).

O efeito de uma fonte-finita, pode influenciar bastante a amplitude, frequência e a duração do movimento do solo [9]. Uma metodologia para modelação de uma fonte extensa, considera um plano de falha dividido em subfalhas, cada uma considerada como um modelo pontual [Figura 5.2].

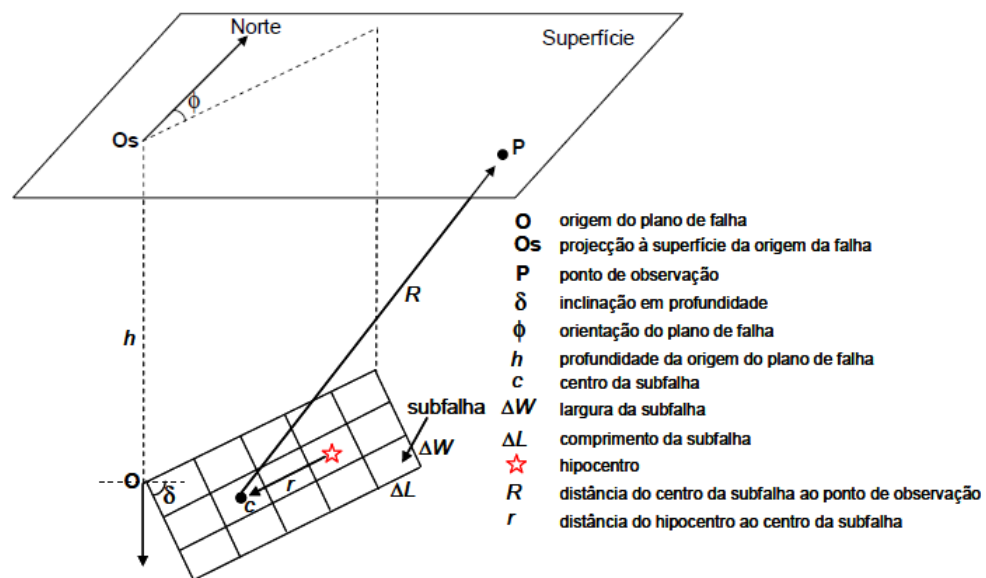


Figura 5.2: Geometria considerada na descrição de falha-finita [9]

A rotura propaga-se radialmente desde o hipocentro até aos vários elementos da falha. Posteriormente as contribuições de cada elemento são somadas considerando um atraso temporal em cada elemento que depende da velocidade de rotura da falha e da velocidade das ondas sísmicas no meio de propagação. A Figura 5.3 esquematiza este processo de soma.

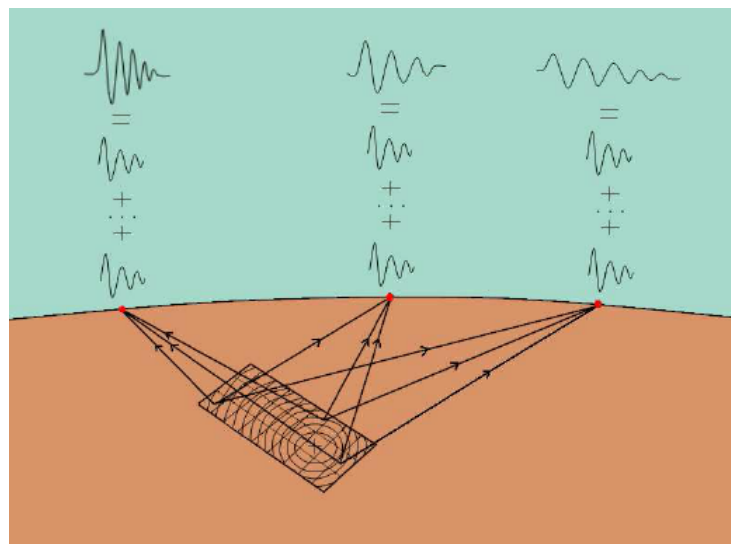
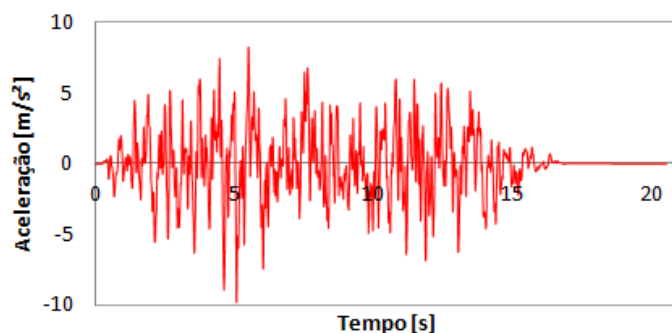


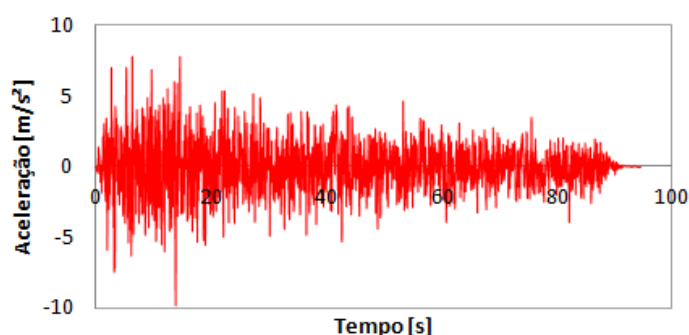
Figura 5.3: Esquema do modelo de falha-finita [9]

Os sismos foram gerados variando a direção de rotura, Norte-Sul, Sul-Norte ou aleatório, e assumindo magnitudes de M7.2 e M7.5 para a CMP e M7.8 para a CPF. Utilizando os cenários sísmicos gerados e combinando os vários acelerogramas nas duas direções perpendiculares, foram realizados 100 cenários

sísmicos distintos, com durações compreendidas no intervalo de 20,57 a 94,64 segundos [Figura 5.4]. Os acelerogramas foram escalados para uma aceleração máxima de  $1g$ , ou  $9,81 \text{ m/s}^2$ , para serem utilizados no programa de cálculo automático, na realização da análise dinâmica incremental (IDA), cujo conteúdo é explicado mais à frente na secção 5.3.



(a) Acelerograma Faro MPF M7.2 direção S-N



(b) Acelerograma Faro HF M7.8 direção N-S

Figura 5.4: Exemplos de acelerogramas gerados

## 5.2 Variabilidade probabilística de parâmetros chave

### 5.2.1 Introdução

Em geral, é a resposta a cargas estáticas e dinâmicas que é importante para o projeto estrutural. No entanto, a resposta a ações físicas, químicas e biológicas é também importante pois poderá afetar as propriedades mecânicas e comportamento do material.

Entende-se que a modelação consiste numa simplificação razoável da realidade de tal modo que os resultados sejam suficientemente explicativos no âmbito da Engenharia. Modelos e valores devem ter origem em testes padronizados, que representam as condições ambientais e de carga reais o melhor possível.

Para os materiais de construção mais usuais, as propriedades são geralmente conhecidas a partir da experiência e de testes realizados no passado. Para novos modelos e valores de materiais, as propriedades devem ser obtidas a partir de um programa de testes extensivo e bem definido [19].

### 5.2.2 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais são definidas como as propriedades dos materiais dos espécimes amostrados de acordo com os regulamentos e submetidos a testes em que os resultados são avaliados conforme os procedimentos especificados.

As principais características do comportamento mecânico é descrito pelo diagrama tensão-extensão. Para o projeto estrutural devem ser conhecidas propriedades como o módulo de elasticidade e a resistência tanto à tração como à compressão do material. Outros parâmetros importantes no diagrama tensão-extensão são: a tensão de cedência, o limite de proporcionalidade e a extensão de rotura bem como a extensão na tensão máxima.

A extensão de rotura é um fenómeno local e o seu valor pode ser fortemente influenciado e dependente da forma e das dimensões do espécime experimental. Em geral as várias propriedades do material podem ser correlacionadas [19].

### 5.2.3 Incertezas na modelação do material

As propriedades dos materiais variam aleatoriamente no espaço, por exemplo, a resistência num determinado ponto da estrutura não será igual à resistência noutro ponto da mesma estrutura. Tendo em conta as variações espaciais dos materiais, devem ser contabilizadas as seguintes incertezas [19]:

- Desvios sistemáticos identificados no teste de laboratório relacionando a propriedade estrutural observada e a estimativa da propriedade, sugerindo algum desvio na previsão;
- Desvios aleatórios entre a propriedade estrutural observada e a estimada, geralmente sugerindo alguma falta de exatidão nas variáveis consideradas no modelo;
- Incertezas associadas na relação entre o material incorporado na amostra estrutural e as amostras de material correspondente;
- Diferentes qualidades de mão-de-obra que afetam as propriedades das amostras;
- O efeito de diferentes qualidades de fabricação quando incorporam o material em estruturas reais, não refletem as amostras de material correspondente.
- As incertezas relacionadas com alterações no tempo, previsíveis apenas em testes laboratoriais, observações no campo, etc.

### 5.2.4 Implementação ao caso de estudo

Tendo em conta as incertezas associadas às características físicas, mecânicas e do modelo dos ferrolhos, o modelo de EF foi desenvolvido baseado nos valores de alguns parâmetros chave que, de acordo com o JCSS [19], foram assumidos para que tivessem uma distribuição probabilística.

Os parâmetros escolhidos, assim como a sua caracterização probabilística são mostrados na Tabela 5.1. A geração das distribuições dos parâmetros foi realizada recorrendo a uma rotina escrita em MatLab, que fornece valores aleatórios para os parâmetros, de acordo com o tipo de distribuição, médias e desvios padrão escolhidos pelo utilizador.

Tabela 5.1: Caracterização probabilística dos parâmetros-chave

Variável	Distribuição	Unidades	Média	Desvio Padrão
$f_c$ do betão C35/45	Lognormal	MPa	40,8	4,48
$f_c$ do betão C25/30	Lognormal	MPa	28,3	3,5
Densidade do betão	Normal	kN/m <sup>3</sup>	25	0,75
$f_y$ do aço A500NR	Normal	MPa	500	30
Idade da estrutura	Normal	anos	16	5
Incerteza do modelo dos ferrolhos	Lognormal	-	1	0,05

### Resistência à compressão do betão

Para a resistência à compressão do betão foi aplicada uma distribuição de tipo lognormal em que as médias são iguais às estabelecidas pelo modelo numérico calibrado e os coeficientes de variação seguem a expressão (5.1), disposta em [19], em que os valores dos parâmetros para definição do coeficiente de variação em relação à resistência à compressão para as classes de betão C35 e C25, para elementos pré-fabricados, são apresentados na Tabela 5.2.

$$\sigma = s' \cdot \sqrt{\frac{n'}{n' - 1} \cdot \frac{v'}{v' - 2}} \quad (5.1)$$

Tabela 5.2: Valores dos parâmetros para definição do coeficiente de variação

Parâmetros	Classe de betão	
	C35	C25
$s'$	0,08	0,09
$n'$	3,0	3,0
$v'$	10	10
Coef. variação	0,1095	0,1232



### Densidade do betão

A ação do peso próprio consiste no peso dos elementos estruturais e não estruturais. As principais características do peso próprio podem ser descritas atendendo que:

- A probabilidade de ocorrência num determinado instante arbitrário está perto de um;
- A variabilidade ao longo do tempo é normalmente desprezada;
- As incertezas da intensidade é normalmente pequena em comparação com outros tipos de carregamento.

Sendo assim, em relação ao peso específico do betão, adotou-se uma distribuição do tipo normal, com uma média de  $25 \text{ kN/m}^3$  e um coeficiente de variação de 0,03, seguindo o disposto em [19].

### Aço das armaduras de reforço

O aço de reforço é geralmente classificado com os números que denotam a sua tensão de cedência limite, como S300, S400 e S500. A base da propriedade mecânica é a resistência à tração  $f_y$ . Segundo [19], para o aço de reforço A500NR, pode ser adotada uma distribuição normal com uma média de 500 MPa e um coeficiente de variação de 0,06.

### Modelo dos ferrolhos

Idealmente as incertezas do modelo devem ser obtidas a partir de um conjunto de experimentações em laboratório representativos, e medições efetuadas à estrutura real. Nesses casos o modelo de incerteza tem a natureza de uma incerteza intrínseca. Se o número de medições é pequeno a incerteza estatística pode ser grande. Em muitos casos, estão em falta um conjunto bom e consistente de testes e as propriedades estatísticas das incertezas do modelo são puramente baseadas em critérios técnicos. Às vezes a comparação entre os vários modelos pode ajudar a defender certas proposições. Assim, para ter em conta a incerteza da resistência do modelo dos ferrolhos, o JCSS diz que para a capacidade de corte de um modelo em aço, adota-se uma distribuição lognormal, com uma média de 1,0 e um coeficiente de variação de 0,05.

### Corrosão nos ferrolhos

O parâmetro relacionado com a idade da estrutura, foi considerado para ter em conta uma potencial corrosão nos ferrolhos. Baseado nos dados relativos às estruturas ensaiadas no âmbito da campanha experimental, secção 3.2, este parâmetro foi assumido como tendo uma média de idade de 16 anos e um desvio padrão de 5 anos. De acordo com a ISO 9223 e EN ISO 12944-2, deverá ser considerada uma classe de corrosão C3 para a zona Sul de Portugal, com uma

velocidade de corrosão de  $50 \mu\text{m/ano}$ , e portanto, no modelo de EF, a secção transversal das ligações que simulavam os ferrolhos foi conformemente reduzida.

A distribuição dos parâmetros gerados estão ilustrados na Figura 5.5. A tracejado está representado o valor dos parâmetros do modelo de EF calibrado, presente no capítulo 4. As médias das distribuições relativas aos parâmetros que influenciam diretamente as características dos materiais, foram escolhidas de modo a que coincidisse com os valores do modelo de EF calibrado, uma vez que deveria ser a partir do mesmo que todos os outros modelos deveriam ser construídos.

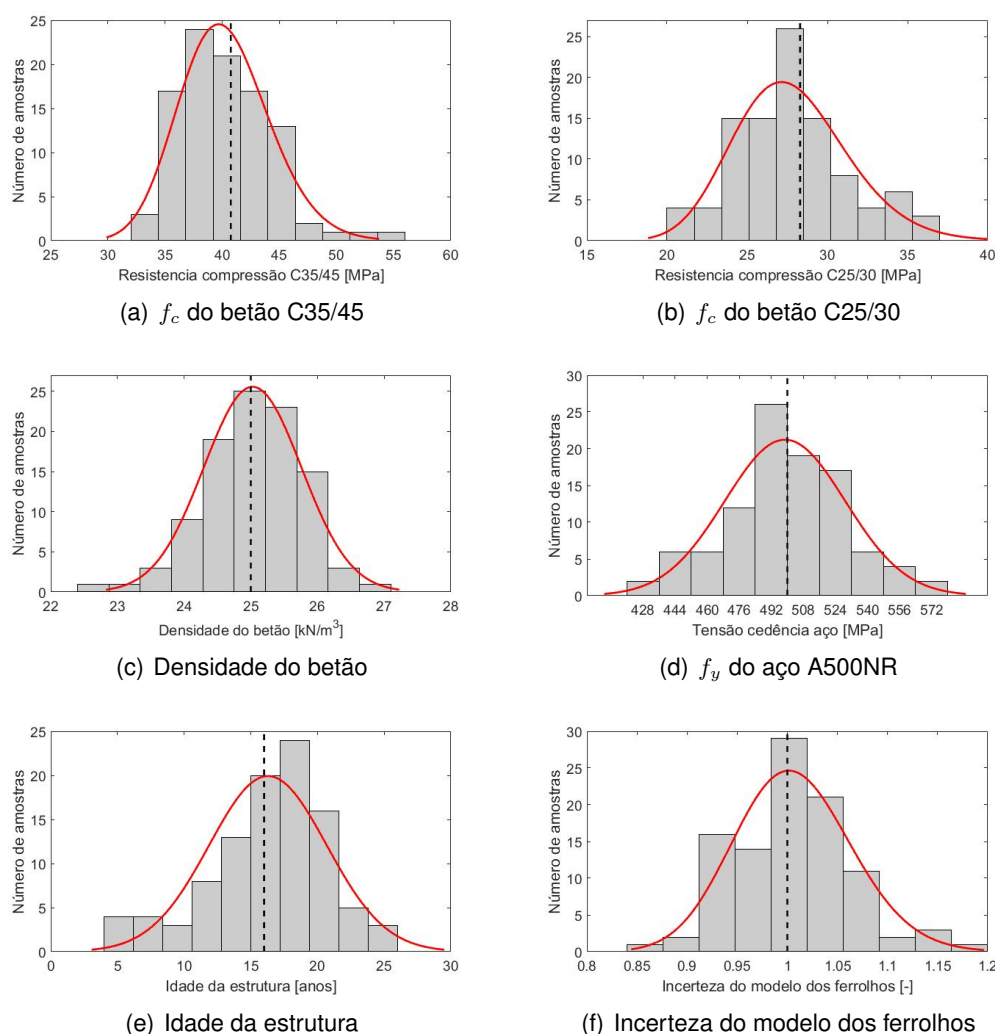


Figura 5.5: Distribuição probabilística dos parâmetros escolhidos

Quanto ao tamanho da amostra, uma das perguntas mais importantes numa análise estatística é a determinação do número de amostras que devemos ter. O tamanho da amostra é importante pois, amostras muito grandes demandam mais tempo de manipulação e estudo, enquanto amostras demasiado pequenas levam a resultados menos precisos e confiáveis.

Neste trabalho, para se saber se um total de 100 amostras, era um tamanho relevante e que originaria resultados em termos estatísticos confiáveis, realizou-se um estudo à variação e erro relativo do desvio padrão à medida que o espaço amostral aumentava. Observa-se na Figura 5.6, que o desvio padrão estabilizou no valor do desvio padrão inicialmente pretendido à medida que se aumentou o número de amostras, e, que o seu erro relativo desceu para menos de 1% ao fim de um total de 100 amostras. Os resultados levam a crer que o tamanho do espaço amostral é adequado para que os resultados subsequentes sejam confiáveis e tenham relevância em termos estatísticos.

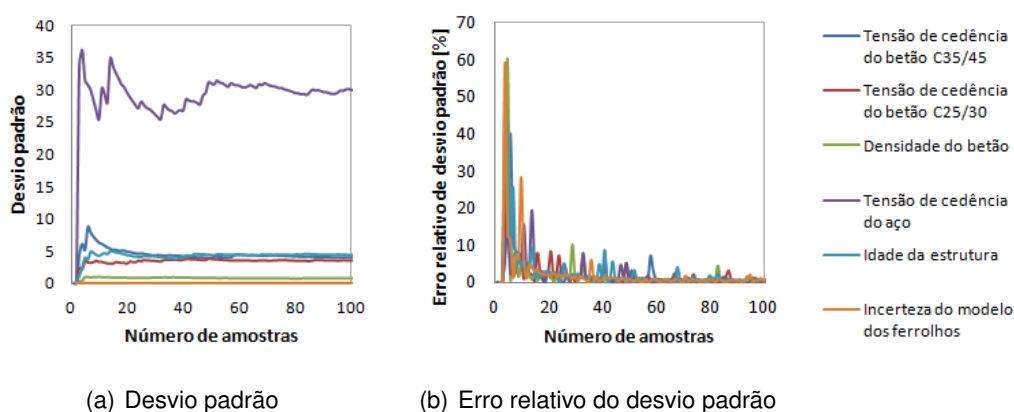
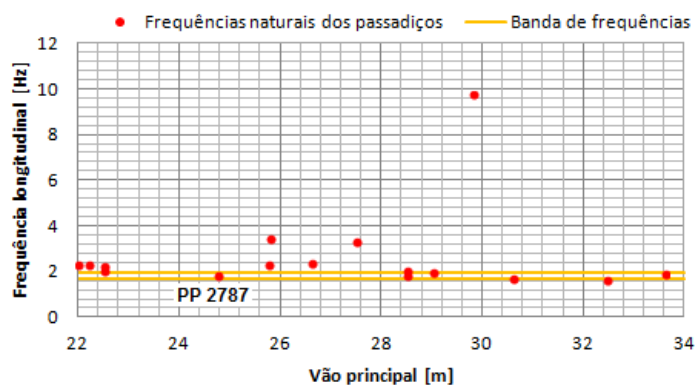


Figura 5.6: Variação do desvio padrão e respetivo erro relativo

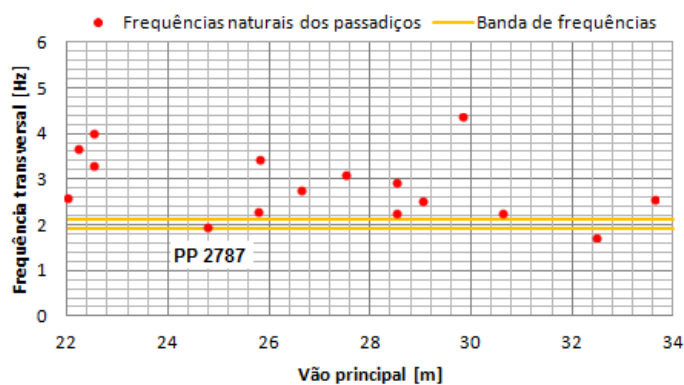
Foram portanto desenvolvidas 100 pontes pedonais diferentes de acordo com a variação dos parâmetros gerados. A partir dos diferentes cenários sísmicos, os acelerogramas foram associados a cada um dos modelos de EF, e subsequentemente foram realizadas as análises dinâmicas incrementais de forma a construir as curvas de fragilidade e avaliar a vulnerabilidade sísmica do PP 2787. De seguida, na Figura 5.7, ilustra-se a banda de frequências naturais da estrutura quando submetida à variação dos parâmetros chave escolhidos. Observa-se que a estrutura sofreu uma variação quanto às frequências naturais, abrangendo por vezes frequências identificadas noutras passagens pedonais da campanha experimental.

### 5.3 Análise Dinâmica Incremental

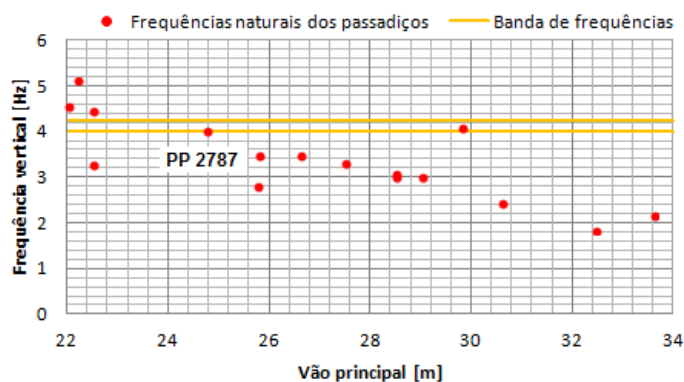
A análise dinâmica incremental foi a análise considerada na presente dissertação para a caracterização da fragilidade sísmica do passadiço em estudo. Neste tipo de análise, a estrutura é submetida a uma série de análises dinâmicas no tempo impondo incrementos na intensidade da ação considerada, como por exemplo, a aceleração de pico é gradualmente escalada a partir de um valor de resposta elástica baixo até um determinado estado limite de dano. É então gerado um gráfico que relaciona os valores máximos dos deslocamentos com as correspondentes forças de corte basal, de cada análise dinâmica não



(a) Direção longitudinal



(b) Direção transversal



(c) Direção vertical

Figura 5.7: Frequências naturais obtidas na campanha experimental às passagens superiores para peões e banda de frequências do PP 2787 quando sujeito à variabilidade dos parâmetros chave.

linear correspondente a cada incremento, dando origem ao chamado *pushover* dinâmico.

### 5.3.1 Princípios básicos e objetivos

A análise dinâmica incremental (IDA) é um método que tem vindo a ganhar cada vez mais importância, sendo uma metodologia considerada minuciosa na estimativa do desempenho estrutural sob ações sísmicas. Este método consiste em realizar várias análises dinâmicas não lineares, considerando acelerogramas adequados e representativos do cenário sísmico pretendido. Os fatores de escala ou incrementos são escolhidos de forma cuidada de modo a levar a estrutura a percorrer todas as gamas de comportamentos, desde a fase elástica até à plástica e finalmente o seu colapso. Recentemente, a IDA tem sido adotada pela FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) como o método estabelecido para determinar a capacidade global, sendo um método amplamente aplicável em que os seus objetivos são [66]:

- Compreensão completa da relação entre a gama de resposta da estrutura e os diferentes níveis de registos sísmicos;
- Melhor compreensão das implicações estruturais de registos de vibração do solo mais raros e severos;
- Melhor compreensão das alterações da resposta estrutural à medida que a intensidade da vibração do solo aumenta;
- Produção de estimativas da capacidade dinâmica global da estrutura;
- Compreensão da estabilidade ou variabilidade de todos estes itens consoante o registo sísmico a que são submetidos.

### 5.3.2 Conceitos em análise dinâmica incremental

O conceito de intensidade na análise dinâmica incremental está interligado com a dimensão do acontecimento, no entanto, não recorre, por exemplo, à escala de Mercalli modificada ou a escala de magnitude de momento, sendo estas encaradas como não escaláveis. As quantidades possíveis de escalonamento na IDA e mais utilizadas para a definição das características dos acelerogramas são, por exemplo, a aceleração de pico do movimento do solo (*Peak Ground Acceleration* - PGA), a velocidade de pico do movimento do solo (*Peak Ground Velocity* - PGV) e a aceleração espectral da estrutura para o período do primeiro modo de vibração.

A avaliação dos danos do modelo numérico deriva dos resultados obtidos relativamente aos parâmetros de resposta selecionados. Alguns dos parâmetros a considerar podem ser as rotações, deslocamentos, acelerações e força de corte basal, contudo a escolha destes parâmetros por vezes torna-se quase obrigatória dependendo dos elementos a avaliar, como é o caso de elementos não estruturais,

como aparelhos mecânicos ou elétricos, que são mais sensíveis às acelerações sendo este o parâmetro de resposta a avaliar. Executada a IDA, os resultados de pós-processamento apresentam-se sob a forma de curvas de *pushover* dinâmico. A apresentação dos resultados desta forma não permite uma interpretação pormenorizada da resposta estrutural, contudo fornece algumas informações de interesse, tais como, a identificação da passagem de regime elástico linear para regime inelástico não linear, possível colapso da estrutura e degradação das características da resposta estrutural. Para se avaliar de forma apropriada o desempenho da estrutura é importante dar outro tipo de tratamento aos resultados obtidos a partir das curvas IDA. Nesta fase, Vamvatsikos e Cornell [66] fazem referência a duas metodologias, uma baseada na análise de danos e outra na avaliação da medida de intensidade. A primeira traduz-se na avaliação dos danos provocados na estrutura ao abrigo das normas de dimensionamento sísmico, adotando o disposto para os diferentes estados limite de dano, identificando-se o momento em que estes são ultrapassados, percorrendo-se os estados de dano do menos severo ao mais severo. A segunda metodologia é gerada principalmente pela necessidade de avaliar melhor a capacidade, identificando um único ponto da curva IDA que divide claramente o não colapso do colapso.

Perante estas duas metodologias, no presente trabalho foi adotada a primeira baseada na avaliação dos estados limites de danos pois além de ser mais fácil e simples de aplicar, fornece informações sobre a estrutura em diferentes níveis de comportamento. Quanto à segunda metodologia, a identificação de um único ponto entre o colapso e o não colapso torna-se praticamente impossível uma vez que as curvas IDA irão apresentar diferentes características entre si, no entanto, esta metodologia tem a vantagem de fornecer uma região de colapso da estrutura. Na posse de várias curvas IDA, percebe-se ainda a importância da adoção de um tratamento estatístico adequado de modo a possibilitar uma correta discussão e avaliação dos resultados obtidos [66].

### 5.3.3 Procedimento e resumo da aplicação da IDA

A implementação da análise dinâmica incremental assume um número total de curvas IDA definido pela quantidade de acelerogramas considerados em que a quantidade de análises dinâmicas é igual à multiplicação do número de acelerogramas pelo número de fatores de escalonamento. No presente caso de estudo, o modelo numérico foi sujeito a uma série de acelerogramas, em que o PGA foi incrementado a partir de uma resposta elástica baixa, 0,2g, até um valor que garante o colapso em mais de 50% dos modelos de EF, 1,6g. Esta incrementação do PGA foi feita em 8 passos, dando portanto um passo de incremento de 0,2g. Foram então desenvolvidas um total de 800 análises não lineares de modo a construir as 100 curvas IDA. Estas curvas de capacidade são usadas posteriormente para definir os estados de dano ( $DS_0$  a  $DS_4$ ) de modo a obter as curvas de fragilidade da estrutura. Na Figura 5.8 ilustra-se o exemplo de duas curvas IDA.

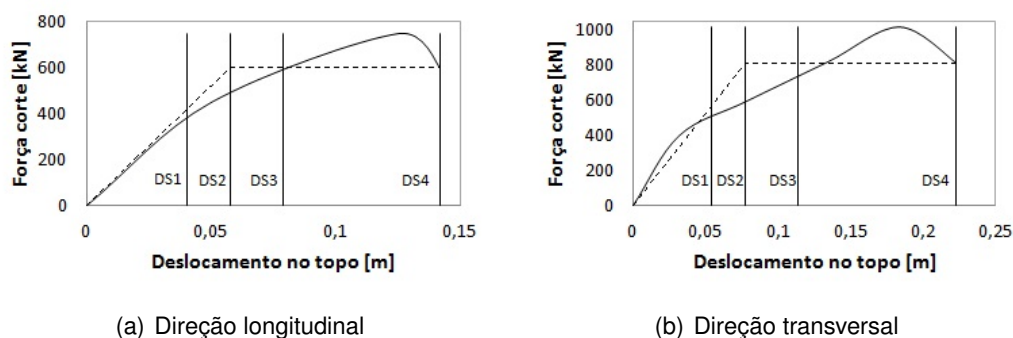


Figura 5.8: Exemplos de curvas IDA e suas bilinearizações[16]

De seguida apresenta-se as etapas a seguir para uma única realização de IDA:

- Definição de registo sísmico adequado;
- Definição de uma medida de intensidade escalável (PGA, PGV);
- Definição de medida de dano (deslocamentos, acelerações, rotações)
- Definição dos fatores de escala a serem aplicados na medida de intensidade;
- Execução de tantas análises dinâmicas quantos fatores de escala definidos;
- Avaliação dos estados de dano considerados.

## 5.4 Estados de dano

### 5.4.1 Introdução

Informações sobre os danos estruturais têm uma importância crítica para a avaliação confiável da perda económica para uma estrutura ou uma região que tenha sido ou possa ser afetada por um sismo intenso [69]. Os estados de dano foram desenvolvidos para avaliar a intensidade sísmica de uma área após um sismo, no entanto, a utilização dos estados de dano foi estendida para a avaliação dos danos após o sismo, avaliação da vulnerabilidade das estruturas, estimativa de perdas e reabilitação/reforço das estruturas. Os estados de dano são baseados em métodos observacionais para avaliar os danos de uma estrutura e fornecer uma categorização dos danos a partir de um estado sem dano até um estado de dano extenso. Assim, os estados de dano podem fornecer uma compreensão adequada da condição de uma estrutura após ser sujeita a ações sísmicas [63].

### 5.4.2 Procedimento e aplicação ao caso de estudo

No presente trabalho, a avaliação dos danos estruturais foi desenvolvida usando cinco estados limites de dano [47, 32]:  $DS_0$  - nenhum,  $DS_1$  - ligeiro,  $DS_2$  - moderado,  $DS_3$  - severo e  $DS_4$  extenso ou colapso. Uma vez que os pilares e as ligações estruturais foram consideradas zonas críticas para o comportamento

global do passadiço em estudo, foram utilizadas duas alternativas para definir os limites dos estados de dano, uma para os pilares e outra para as ligações viga-pilar (ferrolhos).

A definição dos limites para os estados de dano relativos aos pilares foi realizado de acordo com Vargas [67], utilizando a forma simplificada da bilinearização das curvas IDA, em função dos deslocamentos de cedência ( $d_y$ ) e último ( $d_u$ ), apresentados na Tabela 5.3. A bilinearização acontece de modo a que as áreas acima e abaixo da curva sejam iguais [Figura 5.9]. Em relação às ligações viga-pilar, os limites dos estados de dano foram baseados nos resultados experimentais e na resposta do modelo numérico, apresentados na secção 4.1. Os valores dos limites estão apresentados na Tabela 5.3 e correspondem ao limite elástico da ligação ( $DS_1$ ), deslocamento relativo que corresponde a uma perda de 20% da máxima força transmitida pela ligação ( $DS_2$ ), rotura dos ferrolhos ( $DS_3$ ) e descolamento do tabuleiro ( $DS_4$ ).

Tabela 5.3: Definição dos estados limite de dano

Dano nos pilares (desloc. IDA absoluto no tabuleiro)	Dano nos ferrolhos (desloc. IDA relativo pilar/tabuleiro)
$DS_1 = 0,7 d_y$	0,003 m
$DS_2 = d_y$	0,0065 m
$DS_3 = DS_2 + 0,25 (d_u - d_y)$	0,0400 m
$DS_4 = d_u$	0,1950 m

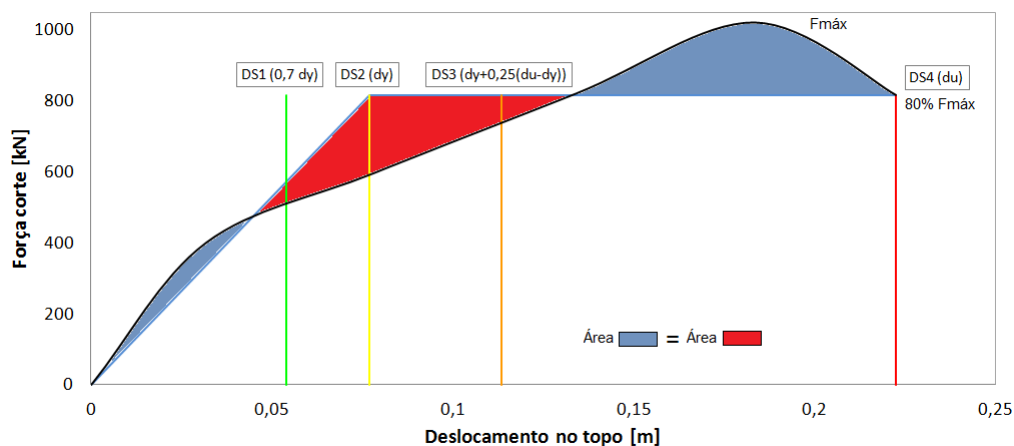


Figura 5.9: Exemplo de curva IDA e sua bilinearização

Os estados de dano dos pilares, estabelecidos para todas as curvas IDA, estão representados na Figura 5.10, em que se consegue entender que a dispersão aumenta de acordo com os estados de dano, indicando que as incertezas, para um determinado nível de dano, aumenta com a não linearidade da resposta.



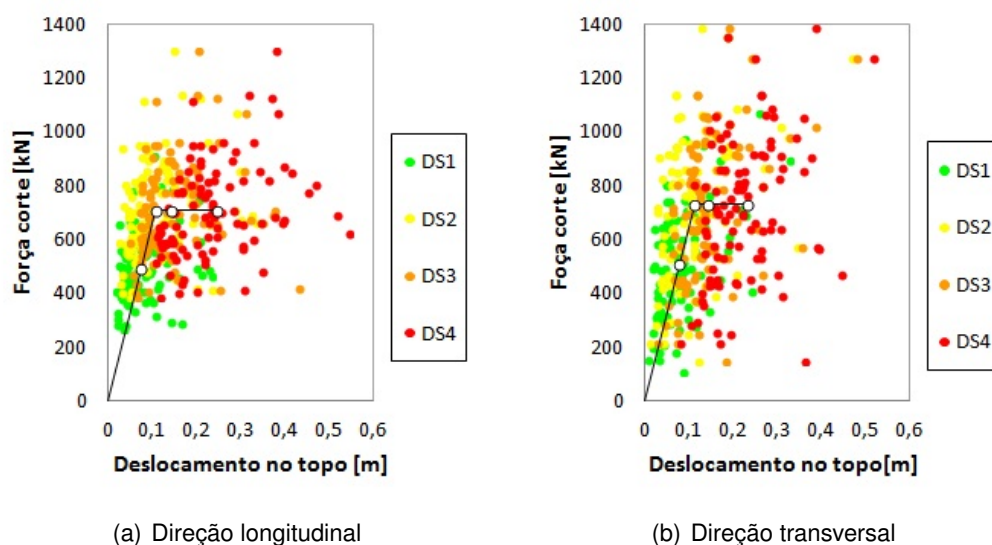


Figura 5.10: Estados limite de dano dos pilares para todas as análises[16]

Uma descrição qualitativa relativamente aos estados de dano definidos para a estrutura em estudo, é apresentada na Tabela 5.4.

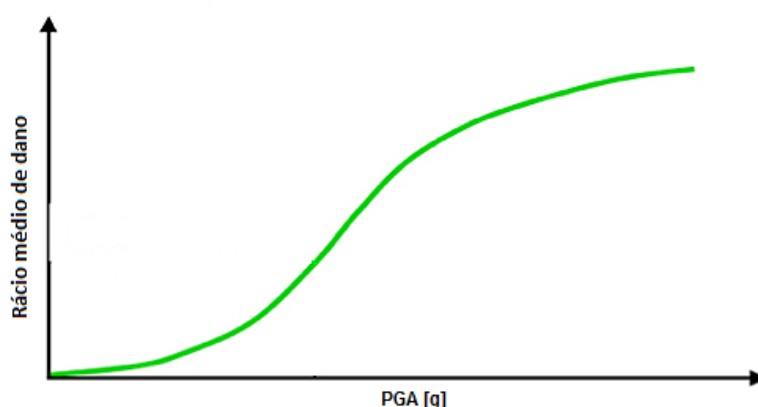
Tabela 5.4: Descrição qualitativa dos estados de dano

Estado de Dano	Descrição
DS <sub>0</sub> (nenhum)	Nenhum dano ou evidência de nova fissuração.
DS <sub>1</sub> (ligeiro)	Abertura ligeira de fissuras já existentes. Pequenas fissuras começam a desenvolver-se na parte inferior dos pilares e na argamassa em torno dos ferrolhos.
DS <sub>2</sub> (moderado)	Maioria dos pilares apresentam fissuras. Cedência e destacamento da argamassa e do betão de recobrimento nas ligações viga-pilar, associada a uma perda da capacidade de carga.
DS <sub>3</sub> (severo)	Fendilhação extensa no betão e formação de rótulas plásticas na parte inferior dos pilares. Rotura completa dos ferrolhos.
DS <sub>4</sub> (extenso ou colapso)	Estrutura entrou em colapso ou está em perigo eminente de colapso devido a descalçamento do tabuleiro ou à rotura dos pilares.

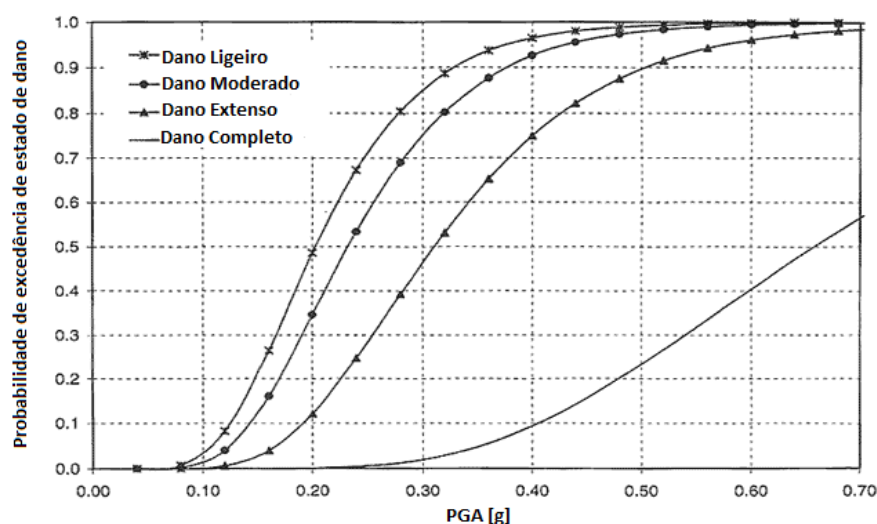
## 5.5 Curvas de fragilidade

### 5.5.1 Introdução

A vulnerabilidade de uma estrutura pode ser descrita utilizando funções de vulnerabilidade e/ou funções de fragilidade. As funções de vulnerabilidade descrevem a probabilidade de perdas, tais como, perdas sociais ou económicas, para um determinado nível de movimento do solo. As funções de fragilidade descrevem a probabilidade de exceder diferentes estados limite de dano, associada a um nível do movimento do solo [38]. A Figura 5.11 ilustra exemplos de funções de vulnerabilidade e de fragilidade. A primeira relaciona o PGA com o rácio médio de danos e a segunda relaciona o PGA com a probabilidade de exceder determinado estado de dano limite. As funções de vulnerabilidade podem ser obtidas a partir de funções de fragilidade utilizando funções de correlação que descrevem a probabilidade de perda condicionada ao estado de dano.



(a) Função de vulnerabilidade adaptado de [40]



(b) Funções de fragilidade adaptado de [31]

Figura 5.11: Exemplos de funções de vulnerabilidade e de fragilidade

As curvas de fragilidade constituem um dos elementos chave da avaliação do risco sísmico. Estas curvas relacionam a intensidade sísmica com a probabilidade de atingir ou exceder um determinado nível de dano. O nível de movimento do solo pode ser quantificado utilizando diferentes parâmetros de intensidade, como, PGA, PGV, PGD, aceleração espectral, velocidade espectral ou deslocamento espectral [38]. Estas curvas são frequentemente descritas por uma função de distribuição de probabilidade do tipo lognormal, como a equação (5.2)

$$P = (ds \geq ds_i | IM) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left( \frac{IM}{IM_{mi}} \right) \right] \quad (5.2)$$

em que  $P$  é a probabilidade de atingir ou exceder um determinado estado de dano DS em particular, para uma dado nível de intensidade sísmica IM (por exemplo PGA),  $\Phi$  é a função de probabilidade de distribuição lognormal cumulativa,  $IM_{mi}$  é a mediana da função de fragilidade (nível de IM com 50% de probabilidade de atingir ou exceder determinado estado de dano) e  $\beta_{tot}$  é o desvio padrão total. Sendo assim, o desenvolvimento das curvas de fragilidade de acordo com a equação 5.2 requer a definição de dois parâmetros,  $IM_{mi}$  e  $\beta_{tot}$ .

### 5.5.2 Construção das curvas de fragilidade

A construção das curvas de fragilidade pode ser efetuada recorrendo a várias abordagens. Estas abordagens podem ser agrupadas em métodos empíricos, de julgamento, analíticos e híbridos. Os métodos empíricos são baseados em pesquisas de eventos sísmicos passados. As curvas empíricas são específicas de um determinado local pois são obtidas a partir de condições sismogénicas e geotécnicas específicas e propriedades das estruturas danificadas. As curvas de fragilidade de julgamento são baseadas na opinião e experiência de especialistas, sendo portanto curvas versáteis e relativamente rápidas de construir, no entanto a sua confiabilidade é questionável por causa da sua dependência das experiências dos especialistas consultados [38]. As curvas de fragilidade analíticas adotam distribuições de danos estimadas a partir das análises de modelos estruturais sujeitos a ações sísmicas de intensidade crescente como base estatística. As análises podem resultar num viés reduzido e maior confiabilidade das estimativas de vulnerabilidade para diferentes estruturas em comparação com a opinião de especialistas [56]. As abordagens analíticas tornam-se cada vez mais atraentes em termos da facilidade e eficiência com que os dados podem ser gerados.

### 5.5.3 Tipologia

O pressuposto importante na avaliação da vulnerabilidade é que estruturas com características estruturais semelhantes, e em condições geotécnicas semelhantes, deverão funcionar da mesma forma para determinada ação sísmica. Neste contexto, os danos estão diretamente relacionados com as propriedades estruturais das estruturas em risco. A tipologia é portanto, um descritor fundamental de um sistema, derivado do inventário de cada estrutura. A geometria, as propriedades dos materiais, as características morfológicas, a

idade, o nível de projeto sísmico, as condições do solo, etc, estão entre os descritores/parâmetros típicos da tipologia [38].

O conhecimento do inventário de uma estrutura específica numa região e a capacidade de criar classes estruturais (por exemplo, no que diz respeito ao material, geometria) são um dos principais desafios na avaliação do risco sísmico. O primeiro passo deverá ser a criação de uma taxonomia razoável que seja capaz de classificar os diferentes tipos de estruturas no sistema.

#### **5.5.4 Nível de desempenho**

Na avaliação do risco sísmico, os níveis de desempenho de uma estrutura são conhecidos com estados limite de dano. Métodos para o desenvolvimento das curvas de fragilidade, normalmente modelam o dano numa escala discreta de dano. No método empírico, a escala é utilizada para produzir estatísticas de danos após a ação sísmica e é bastante subjetiva. Na abordagem analítica, a escala está relacionada com as propriedades mecânicas e são descritas por índices apropriados como por exemplo, a capacidade de deslocamento [38].

#### **5.5.5 Medida de intensidade**

Uma questão principal relacionada com as curvas de fragilidade é a seleção da medida de intensidade do sismo apropriada (IM) que caracteriza o movimento do solo e melhor se correlaciona com a resposta de cada estrutura. Cada medida de intensidade é capaz de descrever diferentes características do sismo, algumas das quais podem ser mais adversas para as estruturas ou sistema em consideração.

A viabilidade de uma IM pode ser verificada analiticamente através da quantificação da dependência da resposta estrutural sobre as propriedades físicas da IM (por exemplo, energia, resposta de modos fundamentais e superiores, etc.) Também pode ser verificada numericamente pela interpretação da resposta da estrutura sob análise não-linear utilizando séries de tempo existentes [38].

Em geral, existem duas classes principais: medidas de intensidade empírica e medidas de intensidade instrumental. No que se refere às IM's empíricas, podem ser utilizadas diferentes escalas de intensidade macrossísmica para identificar os efeitos do movimento do solo numa área limitada. No que se refere a IM's instrumentais, a gravidade do sismo pode ser expressa como um valor analítico medido por um instrumento ou calculado pela análise de acelerogramas registados.

A seleção do parâmetro de intensidade também está relacionada à abordagem seguida para a construção das curvas de fragilidade e à tipologia da estrutura em risco. Por exemplo, como as curvas empíricas relacionam os danos observados com a intensidade sísmica, estes podem ser descritos com base na intensidade dos registos de movimentos sísmicos, e assim o PGA, PGV ou a aceleração espectral ( $S_a$ ) podem ser IM's mais adequados. Por outro lado, a distribuição

especial dos valores de PGA é mais fácil de ser estimada através de métodos simples ou avançados dentro de um estudo de risco sísmico de uma área específica [25]. Quando a vulnerabilidade devido à falha do solo é avaliada (isto é, liquefação, rotura da falha), a deformação permanente do solo (PGD) é a IM mais apropriada.

### 5.5.6 Tratamento das incertezas

Diversas incertezas são introduzidas nos parâmetros das curvas de fragilidade, bem como na relação entre o estado de dano físico e o desempenho da estrutura em risco. As incertezas são geralmente categorizadas em aleatórias ou epistémicas. A incerteza aleatória é aquela que se presume ser devido à aleatoriedade intrínseca de um fenómeno. A incerteza epistémica é aquela que é presumida como sendo causada pela falta de conhecimento ou dados. A razão pela qual é conveniente ter essa distinção dentro de um modelo de análise é que a parte de falta de conhecimento da incerteza pode ser representada no modelo através da introdução de variáveis [38].

Em geral, a incerteza dos parâmetros da fragilidade é estimada através do desvio padrão,  $\beta_{tot}$ , que descreve a variabilidade total associada a cada curva de fragilidade. Na incerteza considera-se que pode ter três origens principais, ou seja, a definição de estados de dano,  $\beta_{ds}$ , a capacidade da estrutura,  $\beta_c$  e a demanda da ação sísmica  $\beta_d$ . A variabilidade total é modelada pela combinação dos três contribuintes, assumindo que eles são estocasticamente independentes e variáveis aleatórias com uma distribuição lognormal [Equação (5.3)].

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{ds}^2 + \beta_c^2 + \beta_d^2} \quad (5.3)$$

### 5.5.7 Métodos para construção das funções de fragilidade

#### Introdução

A maioria das abordagens atualmente disponíveis para avaliar a vulnerabilidade sísmica baseia-se na disponibilidade de curvas de fragilidade relevantes. Nas últimas décadas, o tema da avaliação do risco sísmico tem testemunhado desenvolvimentos notáveis. Uma revisão detalhada deste assunto é apresentado por Calvi [8]. Diferentes métodos podem ser empregues para desenvolver funções/curvas de fragilidade no campo da Engenharia Sísmica. É comum classificá-los em quatro grupos genéricos:

- Curvas empíricas, baseadas na observação de danos reais e investigações após ações sísmicas;
- Curvas baseadas na opinião de especialistas, estimadas diretamente por especialistas, ou baseadas em modelos de índices de vulnerabilidade que recorrem à apreciação de especialistas;

- Curvas analíticas, obtidas a partir de resultados de análises estáticas ou dinâmicas de modelos estruturais;
- Curvas híbridas, que podem combinar qualquer das técnicas acima mencionadas, de modo a compensar as respectivas desvantagens.

As secções a seguir são dedicadas à descrição dessas quatro abordagens, juntamente com a avaliação crítica das suas vantagens e desvantagens.

### **Métodos empíricos**

O estudo de sismos passados e os levantamentos de campo de danos reais em estruturas expostas permitem a compilação de estatísticas extensas sobre os estados de dano de várias tipologias sob ação sísmica. Por exemplo, o estudo de Spence [64] conduziu a curvas de fragilidade para 14 classes de edifícios, expressas como funções de intensidade macrossísmica. Estes resultados são baseados num levantamento de 70.000 edifícios sujeitos a 13 sismos diferentes. A probabilidade de exceder um determinado estado de dano é expressa em relação ao PGA ou parâmetros de resposta espectral, os quais são convertidos a partir da intensidade macrossísmica observada. Rossetto e Elnashai [56] desenvolveram funções empíricas para várias tipologias de edifícios a partir de uma base de dados de 340.000 edifícios expostos a 19 sismos.

Os métodos empíricos têm a vantagem de basear-se em dados reais observados, respondendo assim com êxito a vários efeitos, como a interação solo-estrutura, os efeitos topográficos e litológicos do local e a variabilidade na capacidade estrutural de um grupo de edifícios. No entanto, isto também pode tornar-se uma desvantagem, uma vez que as curvas de fragilidade desenvolvidas empiricamente permanecem específicas para uma determinada área, com condições particulares de efeitos no local, parâmetros do sismo (magnitude, profundidade, etc.) e capacidade estrutural dos edifícios. Os dados disponíveis são frequentemente baseados em eventos de baixa magnitude com danos limitados que podem não ser confiáveis para eventos de maior magnitude. Também de salientar que edifícios não danificados não são devidamente contabilizados na pesquisa, o que leva a uma grande incerteza sobre o número total real de estruturas expostas ao evento sísmico. Outra dificuldade, por vezes, reside na falta de conhecimento do movimento exato do solo na vizinhança imediata dos edifícios danificados [38].

### **Métodos Analíticos**

Os métodos analíticos baseiam-se na estimativa das distribuições de danos obtidas através da simulação da resposta estrutural de uma estrutura submetida à ação sísmica, em que representação da ação sísmica pode ser dada por um espectro de resposta (métodos estáticos) ou por séries de tempo de aceleração (modelos dinâmicos) [38].

Os modelos numéricos devem ser construídos com o compromisso de existir uma precisão da representação do comportamento não-linear da estrutura. Uma

escolha importante é a representação em 3D ou em 2D. Por exemplo, no caso de estruturas que são regulares em plano, os efeitos da torção muitas vezes podem ser ignorados e análises 2D levam a resultados bastante precisos.

No que diz respeito às abordagens analíticas também pode ser feita a distinção entre métodos diretos que produzem curvas de fragilidade como funções dos tipos de medida de intensidade do solo (PGA, PGV, Sa(T), etc.) e os indiretos que estimam a probabilidade de dano em relação aos parâmetros de resposta estrutural (por exemplo, deslocamento espectral no período inelástico).

#### Análise dinâmica

Esta abordagem reside essencialmente em numerosas análises não-lineares de modelos estruturais com uma série de acelerogramas. Vários procedimentos estatísticos são então utilizados para desenvolver as curvas de fragilidade que podem ser diretamente utilizadas num cenário sísmico. Por exemplo, Rossetto e Elnashai [57] desenvolveram curvas de fragilidade para edifícios de 3 andares, introduzindo incertezas nas propriedades mecânicas do betão, aço e alvenaria.

As análises dinâmicas são bastante simples no caso de estruturas individuais (por exemplo, edifícios específicos), no entanto, quando se desenvolvem curvas de fragilidade analíticas para uma tipologia ou classe de edifícios, é necessário ter em conta uma grande variabilidade na resposta estrutural. Por conseguinte, devem ser introduzidas incertezas em [38]:

- propriedades mecânicas: estas incertezas permitem representar a variabilidade na qualidade das técnicas de construção (por exemplo, tipo de betão);
- propriedades morfológicas/geométricas: para representar toda a gama de possibilidades de estruturas numa dada tipologia, é necessário modelar vários modelos capazes de abranger toda a tipologia em termos de, por exemplo, número de pisos, dimensões horizontais, irregularidades, etc.

As análises dinâmicas são normalmente utilizadas para construir curvas de fragilidade para estruturas rodoviárias, como túneis e pontes, porque os procedimentos estáticos, tais como abordagens *pushover*, são menos adequadas para este tipos de estruturas. Para uma determinada tipologia, o número de modelos a analisar pode crescer drasticamente, o que leva a um número significativo de análises dinâmicas.

Outra dificuldade é a escolha dos registos sísmicos. A quantidade e a distribuição das medidas de intensidade na amostra de registos têm, de facto, uma grande influência nos parâmetros de fragilidade. A tipologia estudada é geralmente restrita a uma determinada área geográfica, o que permite selecionar séries de tempo adequados. Apesar dos esforços relativamente grandes envolvidos, as curvas de fragilidade desenvolvidas com recurso a análises dinâmicas são capazes de

reproduzir com maior precisão a resposta sísmica das estruturas. Além disso, o uso de uma série tempo completa, ao invés da sua representação espectral, pode levar ao desenvolvimento de modelos de fragilidade baseados numa ampla gama de parâmetros do movimento do solo [61].

#### Método do espectro de capacidade

O uso de modelos mecânicos e curvas de capacidade com o intuito de avaliar a vulnerabilidade de estrutura está descrito detalhadamente na metodologia HAZUS [32] e na abordagem RISK-UE [47]. Cada tipologia é definida por uma curva de capacidade bilinear, que é desenvolvida a partir de uma análise estática *pushover*. Na Figura 5.12 pode observar-se um exemplo das curvas de fragilidade, onde se visualizam os limites dos estados de dano e as probabilidades associadas a um determinado nível de deslocamento espectral dado pela resposta da estrutura.

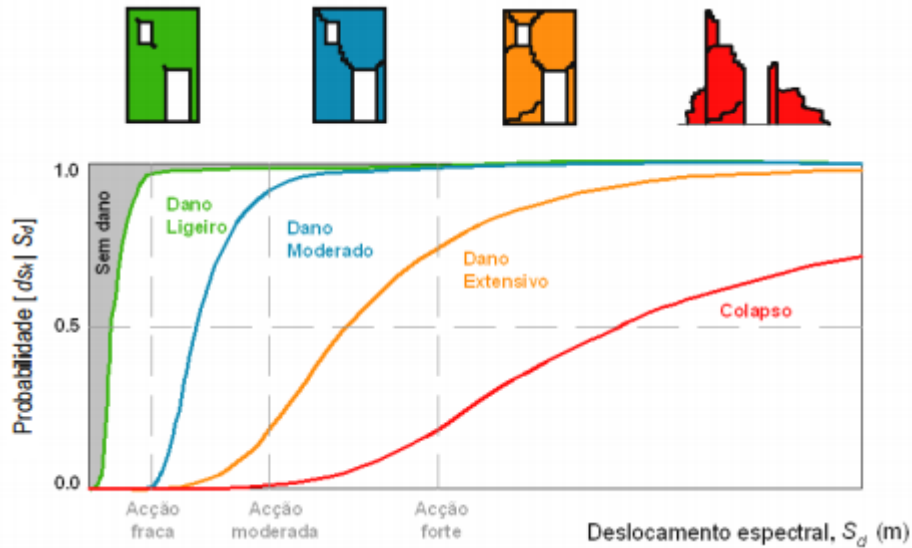


Figura 5.12: Exemplo de curvas de fragilidade e estados de dano [68]

As curvas de capacidade, expressas no espaço de aceleração e deslocamento espectral ( $S_a$ - $S_d$ ), são utilizadas para obter o ponto de desempenho estrutural e deduzir o deslocamento espectral correspondente a determinado nível de dano. Contando com várias incertezas, o deslocamento espectral  $S_d$  para um estado de dano limite é expresso por  $S_d = \overline{S_{d,DS}} \cdot \varepsilon_{DS}$ , em que  $\overline{S_{d,DS}}$  é o valor médio de  $S_d$  para um estado de dano DS e  $\varepsilon_{DS}$  é a variável com distribuição lognormal com desvio padrão  $\beta_{DS}$ .

O desvio padrão  $\beta_{DS}$  é normalmente obtido pela combinação de três tipos de incertezas seguindo a equação (5.4):

$$\beta_{DS} = \sqrt{(CONV[\beta_C; \beta_D])^2 + \beta_{M(DS)}^2} \quad (5.4)$$



Com:

$\beta_{M(DS)}$  Incerteza quanto ao estado de dano;

$\beta_C$  Incerteza quanto à capacidade estrutural (curva de capacidade);

$\beta_D$  Incerteza sobre a exigência sísmica (espectro de resposta).

Como o espectro de resposta depende da capacidade da estrutura, é necessária a convolução matemática para determinar a sua contribuição na variabilidade total, representada na expressão (5.4) como “CONV”. A operação matemática de convolução é de complexa resolução analítica, sendo portanto evitada e ultrapassada pela definição de valores pré-calculados de  $\beta_{DS}$  tabulados [68].

A influência do valor de  $\beta_{DS}$  sobre a curva de fragilidade é importante pois quanto menor é o valor de  $\beta_{DS}$ , menor será a variabilidade do estado de dano e maior será o declive da curva de fragilidade correspondente. Por outro lado, para um valor elevado de  $\beta_{DS}$ , sucede o contrário, sendo maior a variabilidade do estado de dano e menor a inclinação da curva de fragilidade [68]. A Figura 5.13 ilustra esta tendência, em que para um mesmo valor do deslocamento espectral  $S_d$  foram variados os valores de  $\beta_{DS}$  entre 0,4 e 1,0.

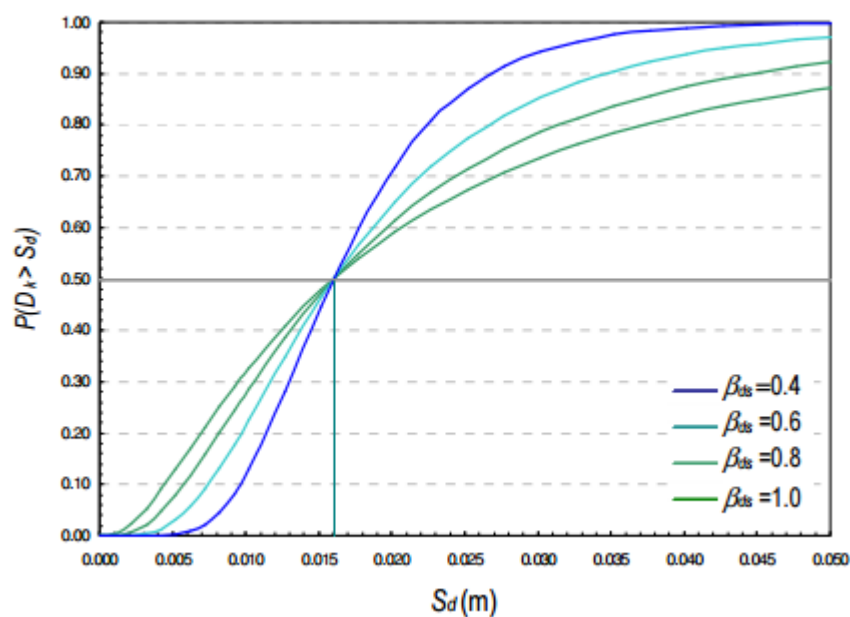


Figura 5.13: Variabilidade da curva de fragilidade para um estado de dano  $d_s$  [68]

Para uma estrutura de determinada tipologia, a probabilidade de atingir ou exceder um estado de dano pode então ser expressa como uma função lognormal cumulativa em relação ao deslocamento espectral no ponto de desempenho:

$$P(DS | S_d) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{DS}} \cdot \ln \left( \frac{S_d}{S_{d,DS}} \right) \right] \quad (5.5)$$

Os valores de probabilidade para cada estado de dano são dados por [68]:

$$P(D_0) = 1 - P[ds_1 | S_d] \quad (5.6)$$

$$P(D_k) = P[ds_k | S_d] - P[ds_{k+1} | S_d] \quad (5.7)$$

$$P(D_4) = P[ds_4 | S_d] \quad (5.8)$$

com  $k = 1, 2$  e  $3$

Na Figura 5.14 ilustram-se as curvas de fragilidade e o correspondente histograma de probabilidade de dano para determinado nível de desempenho definido pelo deslocamento espectral  $S_d$ .

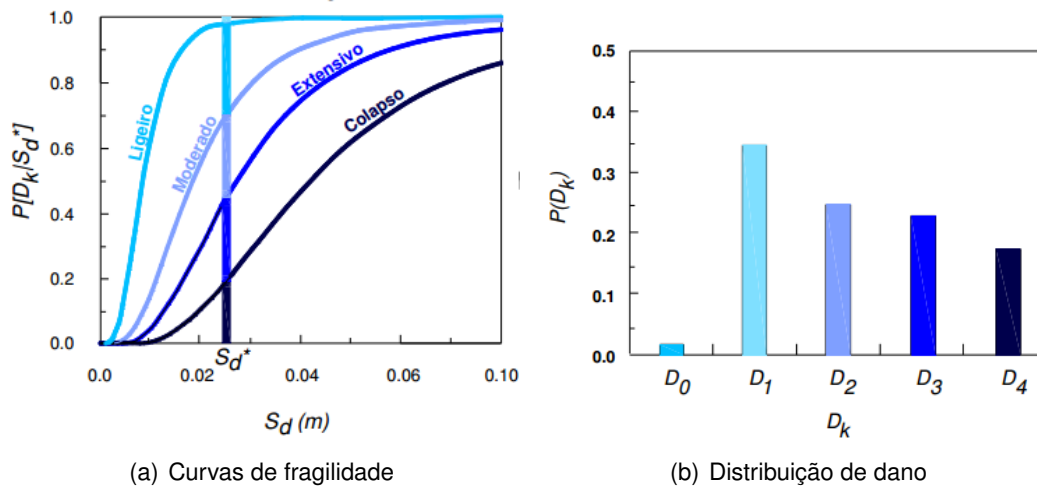


Figura 5.14: Curvas de fragilidade e distribuição de dano para um deslocamento espectral  $S_d$  [68]

### Julgamento

Este procedimento, que pode ser considerado desatualizado hoje em dia, baseia-se no julgamento de alguns especialistas que são solicitados a fornecer uma estimativa da perda média ou a probabilidade de dano de uma dada estrutura para diferentes níveis de ação sísmica.

Esta técnica tem a vantagem de não ser afetada pela ausência de dados de danos extensivos (abordagens empíricas) ou pela confiabilidade do modelo estrutural utilizado nos desenvolvimentos analíticos. No entanto, os resultados dependem unicamente da experiência individual dos peritos consultados. O potencial viés nas curvas pode ser reduzido estendendo o número de especialistas e atribuindo algum peso às suas estimativas, com base no seu nível de especialização [51].

### Híbridos

As curvas de fragilidade híbridas são o resultado de uma combinação de métodos, usando por exemplo dados analíticos e observacionais, ou completados por juízos de especialistas. A principal vantagem é que eles compensam a falta de dados observacionais para as deficiências dos modelos estruturais e para a subjetividade nos dados de opinião de especialistas. Por exemplo, as curvas de fragilidade analíticas podem ser modificadas e melhoradas através da integração de observações pós-sísmicas que são disponibilizadas após o desenvolvimento inicial. Esse tipo de abordagem permite calibrar os resultados analíticos, geralmente baseados em suposições mais ou menos justificadas, ou preencher algumas lacunas devido a dados escassos em níveis sísmicos elevados [8]. A adição de dados empíricos a curvas analíticas pode ser feita através de uma atualização que resulta em novas estimativas da mediana e desvio padrão da distribuição lognormal inicial. Um exemplo é o trabalho de Kappos [37], onde as curvas de fragilidade são derivadas usando dados estatísticos de edifícios gregos danificados por sismos e os resultados de análises estáticas ou dinâmicas não-lineares.

## 5.6 Resultados e conclusões

O conjunto de curvas de fragilidade, apresentado de seguida, foi originado recorrendo aos resultados de um conjunto de 100 análises dinâmicas incrementais desenvolvidas no programa de cálculo automático *SeismoStruct*. Os resultados das IDA foram elaborados de modo a ser expresso o comportamento da passagem pedonal em estudo nas direções longitudinal e transversal, tanto ao nível dos pilares como ao nível das ligações viga-pilar materializadas pelos ferrolhos. Por conseguinte, foram desenvolvidas curvas de fragilidade, expressas em função do PGA, nas direções longitudinal e transversal.

De seguida, na Figura 5.15, ilustram-se as curvas de fragilidade determinadas ao nível das ligações viga-pilar nas direções longitudinal e transversal.

Pode observar-se que as ligações viga-pilar têm um comportamento muito semelhante em ambas as direções dado que as suas curvas de fragilidade são quase sobrepostas. Este facto já era esperado, uma vez que as ligações foram modeladas e calibradas para ambas as direções de igual forma.

Foi feita uma sobreposição dos estados de dano dos ferrolhos em ambas as direções, sendo tido em conta somente o mais gravoso e condicionante, de modo a obter assim as curvas de fragilidade totais associadas aos ferrolhos, independentemente da direção. As curvas estão ilustradas na Figura 5.16.

Está enfatizado o nível de PGA de 0,3g, em que foram calculadas as probabilidades de atingir determinado estado de dano associado a um PGA de projeto, típico da região onde está inserido o passadiço, de acordo com o Eurocódigo 8 (EC8) [11]. O cálculo das probabilidades para um valor de PGA de 0,3g foi efetuado de acordo com as expressões dispostas na secção anterior e

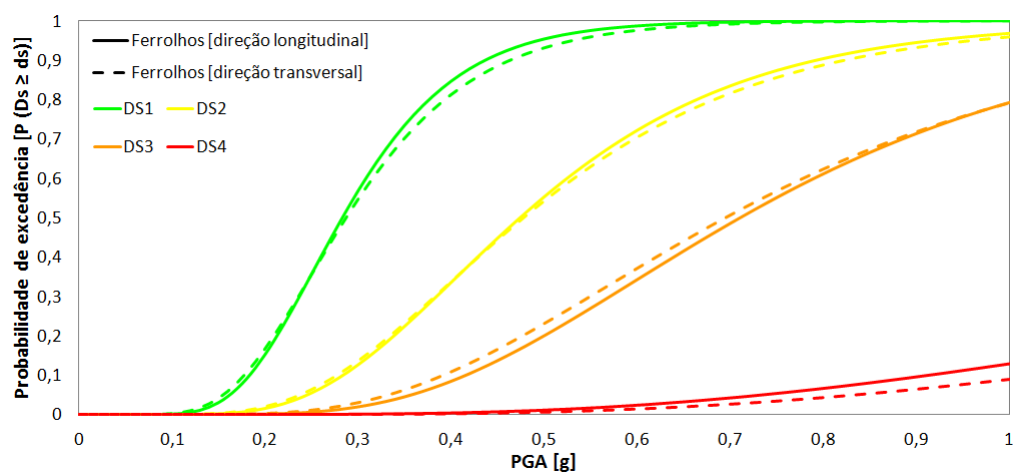


Figura 5.15: Curvas de fragilidade dos ferrolhos nas direções longitudinal e transversal

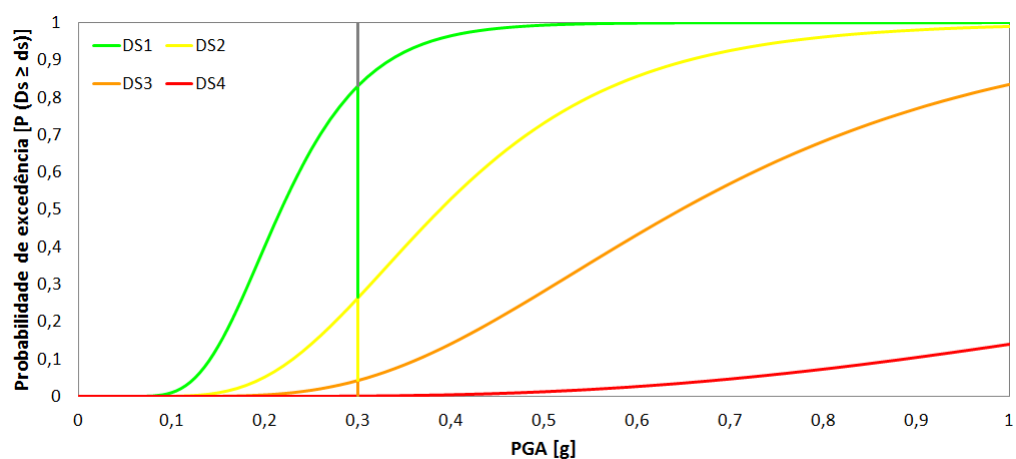


Figura 5.16: Curvas de fragilidade dos ferrolhos

são ilustradas na Figura 5.17.

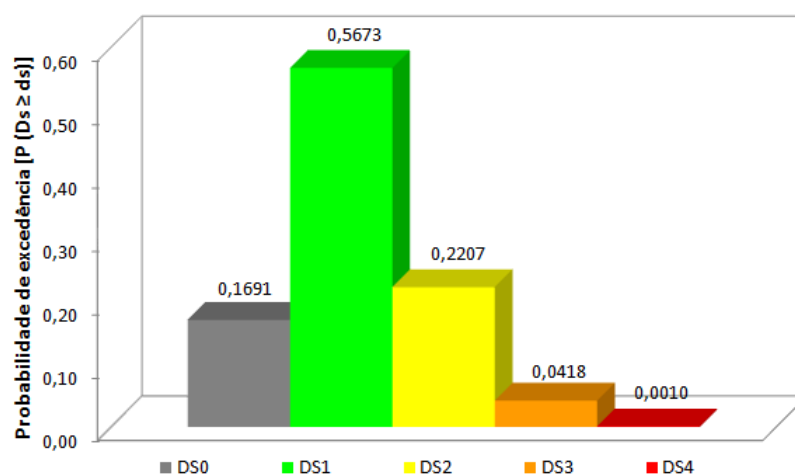


Figura 5.17: Probabilidades de cada estado de dano para um valor de PGA de 0.3g (ferrolhos)

Pode-se concluir então que para um valor de PGA de 0,3g, as ligações viga-pilar têm uma probabilidade de 83% de sofrer dano. No entanto, existe uma grande probabilidade de sofrer apenas danos ligeiros a moderados, 56,73% e 22,07% respetivamente.

O mesmo estudo foi realizado em relação aos elementos verticais do passadiço pedonal, novamente em ambas as direções longitudinal e transversal. As curvas de fragilidade resultantes, são ilustradas na Figura 5.18.

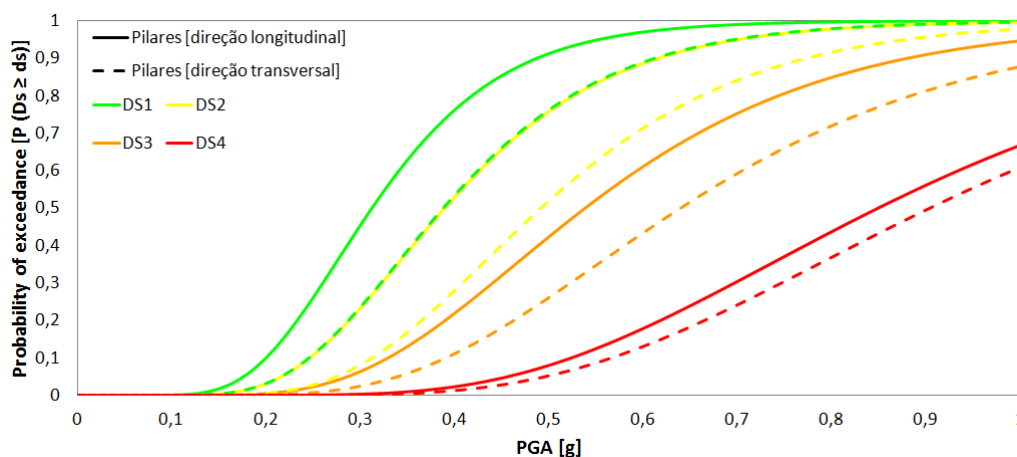


Figura 5.18: Curvas de fragilidade dos pilares nas direções longitudinal e transversal

Observa-se que as curvas de fragilidade dos pilares em relação à direção

longitudinal aparecem primeiro comparativamente às curvas para a direção transversal. Tal evidência leva a acreditar que a estrutura ao nível dos pilares é mais vulnerável na direção longitudinal. Isto deve-se ao momento de inércia da secção dos pilares que traduz uma resistência à flexão menor para a direção longitudinal comparativamente com a direção transversal. Foi feita novamente a mesma abordagem anteriormente descrita visando obter as curvas de fragilidade totais dos pilares independentemente da direção. Os resultados são apresentados na Figura 5.19.

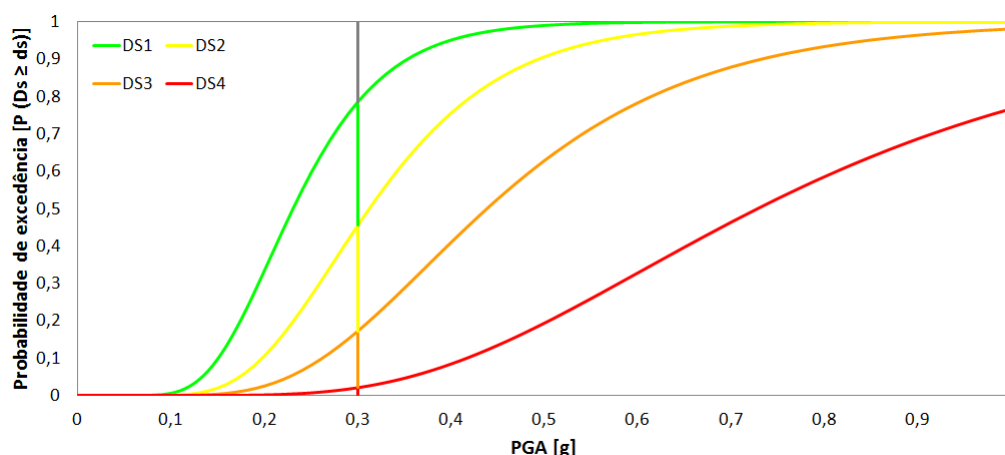


Figura 5.19: Curvas de fragilidade dos pilares

Foram novamente calculadas as probabilidades para cada estado de dano dos pilares, para um valor de PGA de projeto de 0,3g. Os valores calculados estão ilustrados na Figura 5.20, em que se pode concluir que, para um valor de PGA de 0,3g, a estrutura ao nível dos pilares tem uma probabilidade de 78% de sofrer danos. Apesar de, como nos ferrolhos, a probabilidade de sofrer danos ligeiros a moderados ser elevada, 33,04% e 28,26% respetivamente, existe ainda uma probabilidade de 15,11% associada ao estado de dano severo. Comparativamente à probabilidade de apenas 4,18% dos ferrolhos para o mesmo estado de dano, leva a crer que, numa primeira impressão, os pilares estão mais sujeitos ao dano que as ligações.

De modo a compreender-se, se o estado de dano da estrutura em estudo é mais condicionado pelos danos sofridos nos pilares ou pelos danos sofridos ao nível dos ferrolhos, ilustra-se na Figura 5.21, a comparação das curvas de fragilidade relativas aos pilares e aos ferrolhos. Nesta figura constata-se a existência de uma maior vulnerabilidade inicial, ao nível das ligações, para um estado de dano ligeiro mas para estados de dano mais graves, a vulnerabilidade altera-se sendo maior para os pilares observando-se uma tendência cada vez maior à medida que a intensidade sísmica aumenta. Quanto à vulnerabilidade para um valor de PGA de projeto de 0,3g, a análise revela que o dano esperado é principalmente localizado ao nível dos ferrolhos. Contudo, uma medida de reforço das ligações não se parece justificar, não apenas devido à baixa probabilidade de a estrutura sofrer danos mais graves durante um sismo regulamentar mas também, para um valor

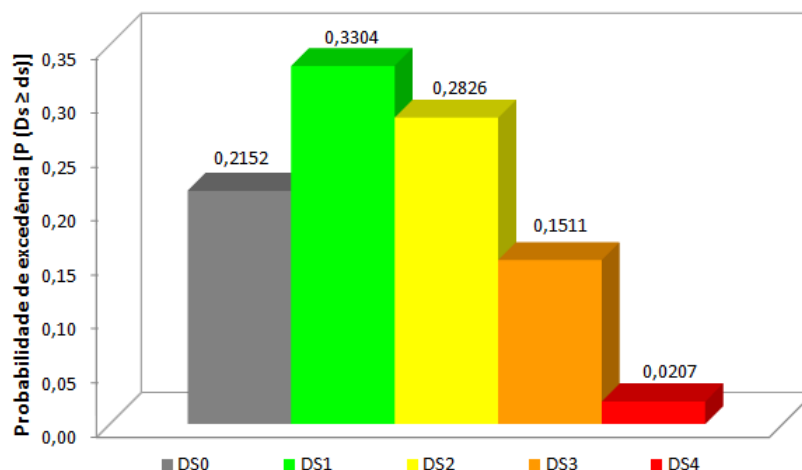


Figura 5.20: Probabilidades de cada estado de dano para um valor de PGA de 0.3g (pilares)

de PGA mais elevado, devido ao facto de que o danos na estrutura em estudo sejam principalmente causados pelo comportamento não linear dos pilares.

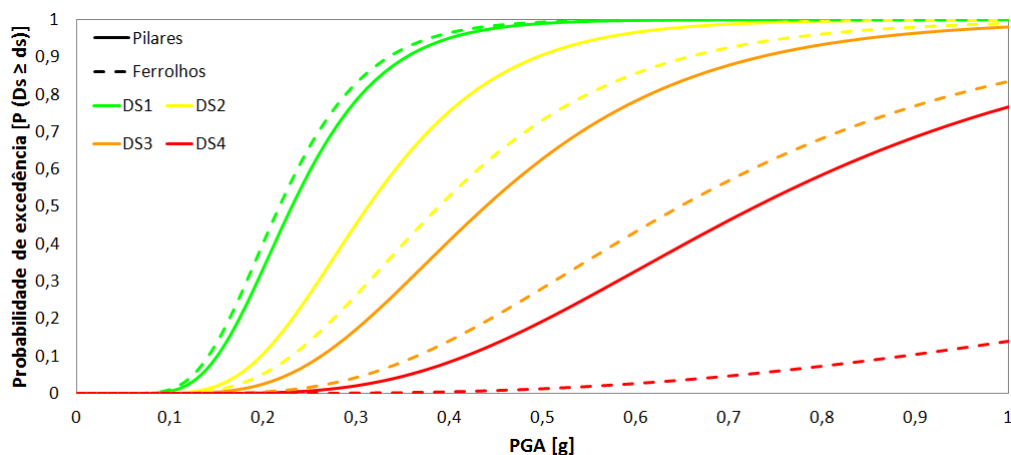


Figura 5.21: Comparação entre as curvas de fragilidade dos pilares e dos ferrolhos

Após esta análise mais detalhada dos resultados ao nível dos pilares e dos ferrolhos, é possível avançar finalmente para a construção das curvas de fragilidade global da estrutura de acordo com uma sobreposição dos estados de dano a que tanto os pilares como os ferrolhos estavam sujeitos, em que, para o estado de dano global da estrutura contava apenas o estado de dano mais condicionante fosse ele ao nível dos pilares como ao nível dos ferrolhos. Os resultados deram origem às curvas de fragilidade ilustradas na Figura 5.22.

Novamente foram calculadas as probabilidades para cada estado de dano para um valor de PGA de 0.3g [Figura 5.23].

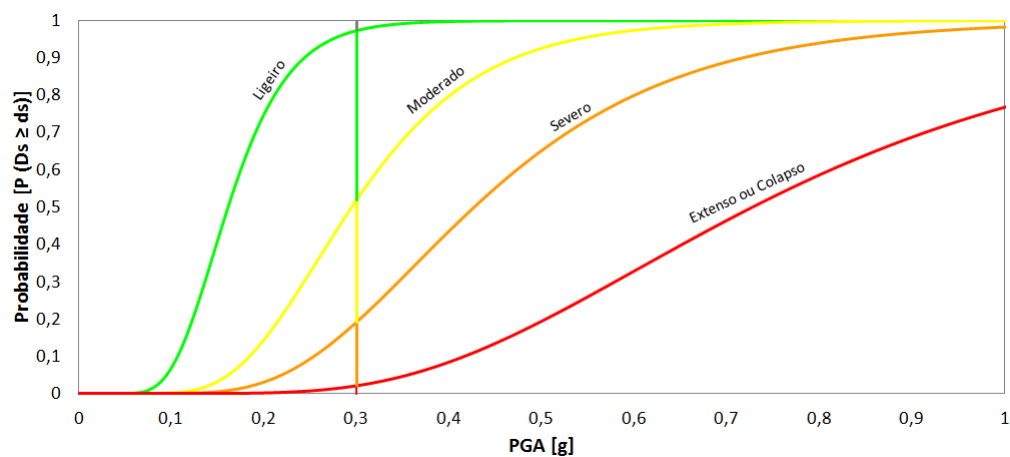


Figura 5.22: Curvas de fragilidade global da PP 2787

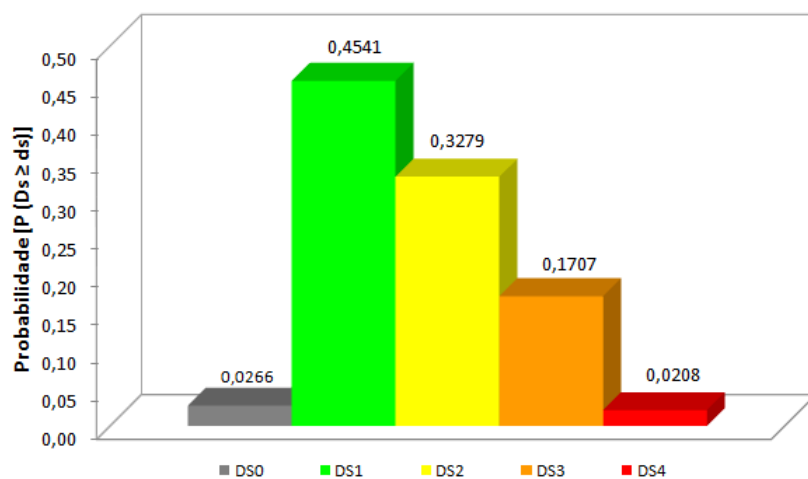


Figura 5.23: Probabilidades de cada estado de dano para um PGA de 0.3g (global)



Desta forma conclui-se que a estrutura, tem uma probabilidade elevada de 97% de sofrer danos, quando sujeita a um sismo com uma aceleração de projeto de 0,3g. No entanto, existe uma probabilidade significativa de que a estrutura irá sofrer apenas danos ligeiros (45,41%) a moderados (32,79%).

Verifica-se também que o desvio padrão, nas curvas de fragilidade ilustradas, apresenta uma tendência de aumento à medida que o estado de dano aumenta também. Verifica-se portanto um aumento das incertezas associadas à vulnerabilidade sísmica da estrutura, que se traduz num decréscimo do declive das curvas, com o desenvolvimento do estado de dano a que a estrutura se encontra sujeita. Isto deve-se ao aumento do comportamento não linear da estrutura à medida que a intensidade do evento sísmico aumenta.

Em Engenharia de Estruturas, as probabilidades admissíveis de colapso são normalmente muito baixas. Segundo a regulamentação inglesa [14] e Henriques [33], o valor máximo admissível da probabilidade de serem atingidos os estados limites últimos,  $p'_{fu}$ , para os diversos tipos estruturais, podem ser determinados com base na expressão 5.9:

$$p'_{fu} = K_s \cdot \frac{10^{-4} \cdot T_r}{n_p} \quad (5.9)$$

Em que:

$K_s$  Coeficiente que depende do tipo de utilização e função social da estrutura que pretende traduzir o grau de aversão da sociedade em admitir a ocorrência de roturas estruturais;

$T_r$  Período de vida útil das estruturas a considerar no projeto;

$n_p$  Número médio de pessoas vitimadas em caso de rotura estrutural/patamar de segurança;

Foram considerados dois períodos de vida útil distintos,  $T_r$ , para a estrutura em estudo, 50 anos (edifícios e outras estruturas correntes) e 100 anos (obras de arte e outras estruturas especiais importantes). Foram também considerados vários patamares de segurança,  $n_p$ , tendo em conta um nível baixo de 0,1, nível normal de 1,0 e reforçado de 10, considerando que este tipo de estrutura poderá ser inserida tanto numa zona com pouco tráfego sobre vias secundárias, ou, numa zona sobre vias principais que constituem ligações a infraestruturas importantes. Foi adotado um coeficiente  $K_s$  de 0,5 que corresponde ao coeficiente recomendado para estruturas semelhantes ao caso de estudo.

Substituindo os valores na expressão (5.9), tem-se:

Tabela 5.5: Probabilidades de rotura admissíveis,  $p'_{fu}$  (com  $K_s=0,5$ )

Patamar de segurança $n_p$	Tempo de vida útil, $T_r$	
	50 anos	100 anos
reduzido (0,1)	2,50E-02	5,00E-02
normal (1,0)	2,50E-03	5,00E-03
reforçado (10)	2,50E-04	5,00E-04

Considerando que:

$$P_{fu;ferrolhos} = 1,0E - 03$$

$$P_{fu;pilares} = 2,07E - 02$$

$$P_{fu;global} = 2,08E - 02$$

A verificação ocorre do seguinte modo:

Se $p'_{fu} \geq P_{fu;ferrolhos/pilares/global}$	Verifica
Se $p'_{fu} < P_{fu;ferrolhos/pilares/global}$	Não verifica

Nas Tabelas 5.6 e 5.7 fazem-se as devidas verificações referentes aos ferrolhos, pilares e estrutura global.

Tabela 5.6: Verificação relativa aos ferrolhos

Patamar de segurança $n_p$	Tempo de vida útil, $T_r$	
	50 anos	100 anos
reduzido (0,1)	2,50E-02	5,00E-02
normal (1,0)	2,50E-03	5,00E-03
reforçado (10)	2,50E-04	5,00E-04

Tabela 5.7: Verificação relativa aos pilares e estrutura global

Patamar de segurança $n_p$	Tempo de vida útil, $T_r$	
	50 anos	100 anos
reduzido (0,1)	2,50E-02	5,00E-02
normal (1,0)	2,50E-03	5,00E-03
reforçado (10)	2,50E-04	5,00E-04

O Model Code 2010 [2] também faz referência a este assunto, com base no Eurocódigo 0 [13], em que os requisitos de fiabilidade para as estruturas novas e existentes podem ser adequadamente expressos em termos do índice de fiabilidade  $\beta$ . A diferenciação do índice de fiabilidade poderá ser realizada a partir da definição de classes de consequências, classes de fiabilidade, período de referência para o tempo de vida útil, níveis de supervisão do projeto, níveis de inspeção durante a execução e custos relativos das medidas de segurança.

O índice de fiabilidade  $\beta$  está relacionado com a probabilidade de ruína  $P_r$  por:

$$P_r = \Phi(-\beta) \quad (5.10)$$

em que,  $\Phi$  é a função cumulante da distribuição normal reduzida.

Na tabela seguinte, mostram-se os valores alvo de  $\beta$  para um período de referência de 50 anos, dependendo das consequências da rotura e dos custos relativos das medidas de segurança, dados por MC10 [2] e de acordo com EC0 [13]:

Tabela 5.8: Valores alvo de  $\beta$  relativamente a um período de referência de 50 anos

Custos relativos das medidas de segurança	Consequências da rotura			
	Reduzido	Pequeno	Moderado	Elevado
Elevado	0	1,5	2,3	3,1
Moderado	1,3	2,3	3,1	3,8
Baixo	2,3	3,1	3,8	4,3

Utilizando a relação de  $\beta$  com  $P_r$  definida na expressão (5.10), poderá desenvolver-se uma tabela idêntica (Tabela 5.9) que define as probabilidades de ruína relacionadas com cada valor alvo de  $\beta$  dado na tabela anterior.

Tabela 5.9: Valores alvo de  $P_r$  relativamente a um período de referência de 50 anos

Custos relativos das medidas de segurança	Consequências da rotura			
	Reduzido	Pequeno	Moderado	Elevado
Elevado	0,5	6,68E-02	1,07E-02	9,68E-04
Moderado	9,68E-02	1,07E-02	9,68E-04	7,23E-05
Baixo	1,07E-02	9,68E-04	7,23E-05	8,54E-06

Considerando novamente que a verificação ocorre de modo a que:

$$\begin{aligned} \text{Se } P_r &\geq P_{fu;ferrolhos/pilares/global} && \text{Verifica} \\ \text{Se } P_r &< P_{fu;ferrolhos/pilares/global} && \text{Não verifica} \end{aligned}$$

Obtêm-se as Tabelas 5.10 e 5.11 com as verificações realizadas ao nível dos ferrolhos, pilares e da estrutura global.

Tabela 5.10: Verificação relativa aos ferrolhos

Custos relativos das medidas de segurança	Consequências da rotura			
	Reduzido	Pequeno	Moderado	Elevado
Elevado	0,5	6,68E-02	1,07E-02	9,68E-04
Moderado	9,68E-02	1,07E-02	9,68E-04	7,23E-05
Baixo	1,07E-02	9,68E-04	7,23E-05	8,54E-06

Tabela 5.11: Verificação relativa aos pilares e estrutura global

Custos relativos das medidas de segurança	Consequências da rotura			
	Reduzido	Pequeno	Moderado	Elevado
Elevado	0,5	6,68E-02	1,07E-02	9,68E-04
Moderado	9,68E-02	1,07E-02	9,68E-04	7,23E-05
Baixo	1,07E-02	9,68E-04	7,23E-05	8,54E-06

Desta forma, concluí-se portanto que, a passagem superior pedonal 2787 em estudo satisfaz os requisitos regulamentares muitas vezes somente ao nível dos ferrolhos. Ao nível dos pilares e da estrutura global, verifica-se que esta só satisfaz os requisitos de fiabilidade regulamentares se se considerar que a estrutura tem uma classe de importância relativamente baixa e que as consequências do seu colapso são reduzidos ou pequenos. Uma classe de importância baixa pode verificar-se em estruturas da mesma tipologia que tenham pouco tráfego e quando localizadas sobre vias secundárias. No entanto, a estrutura estudada está localizada sobre uma via principal que por sua vez faz a ligação a infraestruturas importantes e prioritárias, perfazendo a estrutura pertencer a uma classe de importância mais elevada considerando que as consequências da sua rotura seriam de moderadas a elevadas.

## Capítulo 6

# Conclusões e trabalhos futuros

Neste capítulo, apresentam-se as conclusões do estudo desenvolvido e sugere-se alguns desenvolvimentos futuros com interesse para a continuação deste trabalho.

### 6.1 Conclusões

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de uma passagem superior pedonal de múltiplos vãos, PP 2787, representativa de um grupo de passadiços pedonais localizados na zona Sul de Portugal, foi desenvolvida com sucesso na presente dissertação.

Primeiro, durante a campanha experimental de identificação modal à vibração ambiental, foram recolhidos dados relevantes para um grupo de passadiços localizados na área de estudo, permitindo a identificação das suas propriedades estruturais que por sua vez forneceram dados fiáveis que permitiram o suporte a uma correta modelação e calibração do modelo numérico.

Em seguida, o comportamento estrutural da ligação dos ferrolhos, considerada crítica e potencialmente vulnerável que constitui a ligação entre as vigas principais e o tabuleiro do passadiço, foi caracterizado por um conjunto de ensaios experimentais desenvolvidos nas instalações do NESDE no LNEC, fornecendo dados importantes para a calibração do modelo numérico não linear dessas ligações, que visava simular o seu comportamento real.

A validação do modelo numérico de elementos finitos do PP 2787 foi realizada com sucesso, tanto em termos de características modais quanto no comportamento não linear das ligações dos ferrolhos.

Uma abordagem probabilística que permite considerar a variabilidade da ação sísmica e incertezas na definição de várias propriedades dos materiais e/ou comportamento estrutural foi utilizada em combinação com as curvas IDA para proceder à definição dos estados limite de dano DS e as correspondentes curvas de fragilidade.

A análise subsequente das curvas de fragilidade permite concluir que, para uma aceleração de projeto de acordo com a regulamentação para a zona do território Português em estudo, existe uma probabilidade significativa de que a estrutura sofra apenas danos ligeiros a moderados. No entanto a vulnerabilidade sísmica da estrutura, no que diz respeito à gestão da fiabilidade para estados limites últimos, segundo os regulamentos, a estrutura só satisfaz os requisitos se for considerada como uma estrutura pertencente a uma classe de importância baixa. Contudo, um reforço ao nível das ligações dos ferrolhos parece não ser justificada, pois os pilares apresentam uma vulnerabilidade superior na medida em que se fosse necessário reforçar a estrutura, seria ao nível dos pilares e não das ligações viga-pilar, realçando-se novamente que a avaliação das ligações entre as vigas principais e a laje que compõem o tabuleiro não foi ponderada neste estudo desprezando-se a possibilidade de ocorrência de dano nesta zona.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

Na presente dissertação, de um modo geral, considera-se que foram atingidos os objetivos propostos. No entanto de seguida apresentam-se algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Realização da análise exposta neste trabalho para as restantes passagens superiores pedonais que integram o projeto SUPERB, considerando também a avaliação das ligações entre as vigas principais e a laje do tabuleiro, e averiguar a necessidade de implementação de sistemas de proteção sísmica;
- Estimativa do valor do desvio padrão relativo a cada estado de dano para construção das curvas de fragilidade. Uma vez que o desvio padrão tem uma influência significativa na definição das funções de fragilidade, é conveniente proceder-se à realização de um estudo detalhado, envolvendo uma amostra de estruturas pertencentes à mesma tipologia do caso em estudo, permitindo a obtenção de valores médios de desvio padrão para cada estado de dano;
- Uma vez que as Análises Dinâmicas Incrementais foram realizadas com um passo de 0,2, mesmo assumindo os resultados obtidos como fiáveis, a realização de IDA's com um passo mais pequeno originaria resultados mais detalhados e menos perda de informação que possa ser relevante.

# Referências bibliográficas

- [1] AA., VV.: *Bulletin 1 : Structural Concrete - Textbook on behavior, design and performance*. Em *fib volume 1*, 1999, Lussane.
- [2] AA., VV.: *Comité Euro-Internacional de Betão - Federação Internacional de Pré-esforço*. Em *fib Model Code for Concrete Structures*, 2010, Lussane.
- [3] Bernardo, V.: *Análise Não Linear do Comportamento Dinâmico de Passadiços Pedonais Pré-Fabricados*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2014.
- [4] Brincker, R., Ventura C. e Andersen P.: *Why output-only modal testing is a desirable tool for a wide range of practical applications*. Em *Proc. Of the International Modal Analysis Conference (IMAC XXI)*, volume 265, 2003.
- [5] Brincker, R., Zhang L. e Andersen P.: *Output-only modal analysis by frequency domain decomposition*. Em *The International Conference on Noise and Vibration Engineering (ISMA25)*, volume 2, páginas 717–723, 2000.
- [6] Brincker, R. e Andersen P.: *Operational modal analysis tutorial*. Em *Measurement and Analysis of Vibration Symposium*, 2007.
- [7] Caetano, E. e Cunha A.: *Modal identification and finite element updating of a stress-ribbon footbridge*. Em *IMAC-XXII: Conference & Exposition on Structural Dynamics*. Society for Experimental Mechanics, 2004.
- [8] Calvi, G.M., Pinho R., Magenes G., Bommer J.J., Restrepo Velez L.F. e Crowley H.: *Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years*. *Journal of Earthquake Technology*, 43(3):75–104, 2006.
- [9] Carvalho, A.: *Modelação Estocástica da Acção Sísmica em Portugal Continental*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 2007.
- [10] CEN, Comité Europeu de Normalização: *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da qualidade, Trad., 2004, Bruxelas.
- [11] CEN, Comité Europeu de Normalização: *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1*. Instituto Português da qualidade, Trad., 2004, Bruxelas.

- [12] CEN, Comité Européen de Normalização: *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*. CEN, 2005, Bruxelas.
- [13] CEN, Comité Européen de Normalização: *Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas*. Instituto Português da qualidade, Trad., 2009, Bruxelas.
- [14] CIRIA, Construction Industry Research Information Association: *Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes*. Em Report 63, CIRIA, London, 1977.
- [15] Cismasiu, C., Narciso A.C. e Santos F. P. A.: *Experimental Dynamic Characterization and Finite-Element Updating of a Footbridge Structure*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000615, 04014116., 2014.
- [16] Cismasiu, C., Santos F., Perdigão R., Bernardo V., Candeias P., Carvalho A. e Guerreiro L.: *Seismic Vulnerability Assessment of a RC Pedestrian Crossing*. Journal of Earthquake Engineering, Submetido em Outubro de 2016.
- [17] Cismasiu, C., Santos F. P. A., Costa A. C., Candeias P. e Guerreiro L.: *PTDC/ECM/117618/2010 - Seismic Unseating Prevention Elements for Retrofitting of Bridges*. Technical report, Fundação para a Ciência e Tecnologia, Ministério da Educação e Ciência, Portugal, 2016.
- [18] CIVIBRAL, SA, Sistemas de construção: *Projeto da passagem superior de peões ao km 100+400*. Itinerário Complementar 4 (IC4), Agosto 2003.
- [19] Code, JCSS Probabilistic Model: *Joint Committee on Structural Safety*. available from URL: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>, 2001.
- [20] Cruz, P.J.S., Salgado R. e Branco J.M.: *Dynamic analysis and structural evaluation of Góis footbridge*. Mecânica Experimental, 19:127–137, 2009.
- [21] Cunha, A. e Caetano E.: *Experimental modal analysis of civil engineering structures*. Sound and Vibration, 40(6):12–20, 2006.
- [22] Cunha, A., Caetano E., Magalhães F. e Moutinho C.: *From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures*. Em *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, páginas 11–27, Copenhagen, Denmark, 2005.
- [23] Cunha, A., Caetano E. e Delgado R.: *Dynamic tests on large cable-stayed bridge*. Journal of Bridge Engineering, 6(1):54–62, 2001.
- [24] Delgado, P.: *Vulnerabilidade sísmica de pontes*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2000.
- [25] Esposito, S. e Lervolino I.: *PGA and PGV spatial correlation models based on European multievent datasets*. Bulletin of the Seismological Society of America, 101(5):2532–2541, 2011.



- [26] Ferreira, A. Narciso: *Identificação modal e atualização de modelos de elementos finitos*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2013.
- [27] Galvin, P. e Dominguez J.: *Modal identification of a pedestrian bridge by output-only analysis*. Em *Proceedings of the 23rd International Modal Analysis Conference (IMAC XXIII)*. Society for Experimental Mechanics, 2005.
- [28] Gersch, W.: *Parameter identification: Stochastic process techniques*. The Shock and Vibration Digest, 7(11):71–86, 1975.
- [29] Haritos, N.: *Structural system identification from ambient and forced vibration testing*. Em *International Conference on Sustainable Built Environment (ICSBE-2010)*, páginas 152–159, 2010.
- [30] Hart, G. e Yao J.: *System identification in structural dynamics*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 103(6):1089–1104, 1977.
- [31] Hawkings, N.: *MAE center research success with DOTs*. MAE center annual meeting, available from URL: <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/seismic/mae.cfm>, 2002, Consulta em 23 de Novembro de 2016.
- [32] HAZUS-MH: *Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model*. available on the FEMA website at [www.fema.gov/plan/prevent/hazus](http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus), 2003.
- [33] Henriques, A.: *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, Faculdade Engenharia da Universidade do Porto, 1998.
- [34] Ibanez, P.: *Methods for the identification of dynamic parameters of mathematical structural models from experimental data*. Nuclear Engineering and Design, 27(2):209–219, 1974.
- [35] Ibanez, P.: *Review of analytical and experimental techniques for improving structural dynamic models*. Welding Research Council Bulletin, (249), 1979.
- [36] Ibsen, L.B. e Liingaard M.: *Experimental modal analysis*. DCE Technical Report, (10), 2006.
- [37] Kappos, A.J., Panagopoulos G., Panagiotopoulos C. e Penelis G.: *A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering, 4:391–413, 2006.
- [38] Kaynia, A.M.: *Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities*. Em *SYNER-G Reference Report 4, Publications Office of the European Union, ISBN 978-92-79-28966-8*, 2013.
- [39] Lakzaeian, F.H. e Cantieni R.: *Dynamic investigation of a concrete footbridge using finite element modelling and modal analysis*. Structure and Infrastructure Engineering, 9(8):749–763, 2013.

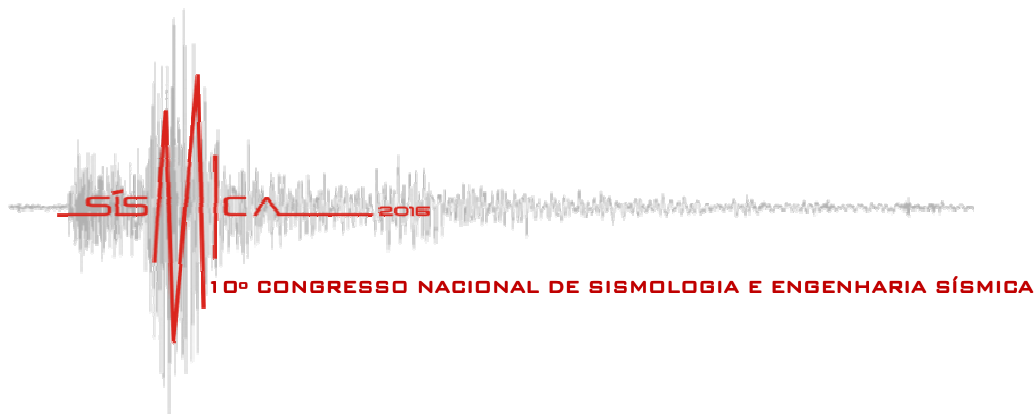
- [40] Latchman, S.: *Modelling catastrophes*. plusmagazine, available from URL: <https://plus.maths.org/content/modelling-catastrophes>, 2009, Consulta em 23 de Novembro de 2016.
- [41] Ljung, L.: *System Identification: Theory for the User*. Prentice Hall, 2ª edição, 1999.
- [42] Magalhães, F., Cunha A. e Caetano E.: *Ensaaios Dinâmicos de Viadutos Ferroviários: Automatização de procedimentos de ensaio e processamento*. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, 14:1–11, 2007.
- [43] Mander, B. J., Priestley N. J. M. e Park R.: *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 114(8):1804–1826, 1988.
- [44] Martinez-Rueda, E. J. e Elnashai S. A.: *Confined concrete model under cyclic load*. Materials and Structures, 30(197):139–147, 1997.
- [45] Midha, A., Hall A., Her I. e Bubel G.: *Mechanical Advantage of Single-Input and Multiple-Output Ports Mechanical Device*. Journal of Mechanisms, 106(4):462–469, 1984.
- [46] Mottershead, J.: *Model updating in structural dynamics: a survey*. Sound and vibration, 167:347–375, June 1993.
- [47] Mouroux, P. e Le Brun B.: *RISK-UE Project: An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios With Application to Different European Towns*. Assessing and Managing Earthquake Risk, 2:479–508, 2006, Springer Netherlands, Dordrecht.
- [48] Nielsen, J. e Roth B.: *Solving the Input/Output Problem for Planar Mechanisms*. Journal of Mechanical Design, 121(2):206–211, 1999.
- [49] Oliveira, R.: *Análise sísmica de uma ponte pedonal em betão armado*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2010.
- [50] Pilkey, W. e Cohen R.: *System identification of vibrating structures: mathematical models from test data*. American Society of Mechanical Engineers, 1972.
- [51] Porter, K., Kennedy R. e Bachman R.: *Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering*. Earthquake Spectra, 23(2):471–489, 2007.
- [52] Ribeiro, A.: *O sismo de 1755 e a Geodinâmica da Ibéria e Atlântico*. 1755 - O grande Terramoto de Lisboa, Flad e Público, 1, 2005.
- [53] Ribeiro, A., Mendes Victor A. L., Matias L., Terrinha P., Cabral J. e Zitellini N.: *The 1755 Lisbon Earthquake: A Review and the Proposal for a Tsunami Early Warning System in the Gulf of Cadiz*. Springer Science+Business Media B.V., 7:411–423, 2009.

- [54] Ribeiro, D., Calçada R. e Delgado R.: *Calibração experimental de um modelo numérico da ponte ferroviária de São Lourenço*. 6 Congresso de Construção Metálica e Mista, 2007.
- [55] Rodrigues, J.: *Identificação Modal Estocástica - Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutoramento, Faculdade Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- [56] Rossetto, T. e Elnashai A.: *Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data*. Engineering Structures, 25:1241–1263, 2003.
- [57] Rossetto, T. e Elnashai A.: *A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures*. Engineering Structures, 27(3):397–409, 2005.
- [58] Santos, F., Cismasiu C., Perdigão R., Bernardo V., Sampayo J., Candeias P., Costa A. C., Carvalho A. e Guerreiro L.: *Comportamento Sísmico de Ligações em Passadiços Pré-fabricados*. 10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Açores, Abril 2016.
- [59] Saudi, G., Reynolds P., Zaki M. e Hodhod H.: *Finite-element model tuning of global modes of a grandstand structure using ambient vibration testing*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 23(6):467–479, 2009.
- [60] SeismoStruct, Seismosoft.: *A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. available from URL: <http://www.seismosoft.com>, 2014.
- [61] Seyedì, D., Gehl P., Douglas J., Davenne N., Mezher L. e Ghavamian S.: *Development of seismic fragility surfaces for reinforced concrete buildings by means of nonlinear timehistory analysis*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39(1):91–108, 2010.
- [62] Shabbir, F. e Omenzetter P.: *Comparison of different global optimization algorithms for model updating with an application to a full-scale bridge structure*. Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering: Building and Earthquake-Resilient Society, Auckland, New Zealand, April 2011.
- [63] Sinha, R. e Shiradhonkar S.R.: *Seismic damage index for classification of structural damage - Closing the loop*. 15 World Conference on Earthquake Engineering, 2000, Lisboa, Portugal.
- [64] Spence, R., Coburn A.W. e Pomonis A.: *Correlation of ground-motion with building damage: the definition of a new damage-based seismic Intensity scale*. 10th World Conference on Earthquake Engineering, páginas 551–556, 1992.
- [65] SVS Structural Vibration Solutions, Denmark: *ARTEMIS software*. available from URL: <http://www.svibs.com>.

- [66] Vamvatsikos, D. e Cornell C.A.: *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31:491–514, 2002.
- [67] Vargas, Y.F, Barbat A.H., Pujades L.G. e Hurtado J.E.: *Probabilistic seismic risk evaluation of reinforced concrete buildings*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, 167(6):327–336, 2014.
- [68] Vicente, R.: *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana - Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra*. Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, 2008.
- [69] Zengping, W. e Huxian H.U.: *Prediction of the probability of earthquake damage to existing buildings in China*. 12 World Conference on Earthquake Engineering, 2000, Auckland, New Zeland.
- [70] Živanović, S., Pavic A. e Reynolds P.: *Modal testing and FE model tuning of a lively footbridge structure*. Engineering Structures, 28(6):857–868, 2006.
- [71] Živanović, S., Pavic A. e Reynolds P.: *Finite element modelling and updating of a lively footbridge: The complete process*. Journal of Sound and Vibration, 301(1):126–145, 2007.

## **Apêndice A**

# **“Comportamento Sísmico de Ligações em Passadiços Pré-fabricados”**



## COMPORTAMENTO SÍSMICO DE LIGAÇÕES EM PASSADIÇOS PRÉ-FABRICADOS

**F. Santos**  
CeRis, FCT-UNL

**C. Cismasiu**  
CeRis, FCT-UNL

**R. Perdigão**  
FCT-UNL

**V. Bernardo**  
FCT-UNL

**J. Sampayo**  
FCT-UNL

**P. Candeias**  
NESDE-LNEC

**A. Costa**  
NESDE-LNEC

**A. Carvalho**  
NESDE-LNEC

**L. Guerreiro**  
CeRis, IST-UL

### SUMÁRIO

Em caso de sismo, a manutenção da livre circulação nas vias de comunicação é fundamental para garantir o acesso dos meios de socorro e de evacuação às regiões afetadas. Um facto geralmente associado a cenários sísmicos é precisamente o da interrupção das vias devido ao descalçamento, e subsequente queda, das passagens superiores. No âmbito do projeto de investigação SUPERB, liderado pela FCT-UNL e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, foram realizados ensaios na mesa sísmica do LNEC com ligações pré-fabricadas viga-pilar, representativas de estruturas reais em Portugal, onde se procurou caracterizar este tipo de ligações. Neste trabalho sintetizam-se os principais resultados obtidos durante os ensaios referidos e apresenta-se um conjunto de simulações sísmicas não lineares efetuadas com um modelo de Elementos Finitos.

### ABSTRACT

In case of an earthquake it is mandatory to guarantee the maintenance of lifelines in order to promote the adequate support and evacuation from the affected sites. One of the problems usually associated with a seismic event is precisely span unseating of overpasses and subsequent collapse, causing the obstruction of the lifelines underneath. During the course of project SUPERB, led by FCT-UNL and financed by the Fundação para a Ciência e Tecnologia, several pre-fabricated column-beam connections, representative of such structures, were tested in the LNEC 3D shake table in order to characterize the seismic behaviour of these elements. In this work some of the most important results which derived from this study are presented.

**PALAVRAS-CHAVE:** Ligações pré-fabricadas, “efeito de ferrolho”, análise sísmica não linear.

## 1. INTRODUÇÃO

Os sismos constituem uma das manifestações mais destrutivas da natureza estando tragicamente associados a consideráveis perdas humanas e económicas.

Atualmente é reconhecido que para um sistema de transporte moderno ser fiável, o projeto estrutural de uma ponte deve garantir um risco sísmico aceitável. No caso das estruturas existentes, as condições de segurança sísmica inadequadas devem ser devidamente identificadas e prontamente corrigidas com medidas de reforço que mitiguem a resposta sísmica da estrutura.

No Eurocódigo 8 [1] estão consideradas estratégias de dimensionamento que permitem reduzir o risco de descalçamento em pontes novas. No entanto, existem ainda muitas estruturas potencialmente sujeitas a este tipo de colapso, seja devido à falta de pormenorização sísmica adequada, potenciais ações sísmicas com maior intensidade do que as consideradas no dimensionamento, assim como comprimentos de entrega insuficientes dos apoios, geralmente associados a construções mais antigas. As pontes devem ter a capacidade de dissipar a energia transmitida através das ações sísmicas, quer à custa de dispositivos de dissipação de energia quer por dissipação histerética dos seus próprios elementos estruturais [2].

O presente estudo aborda a análise do potencial descalçamento ao nível dos apoios, devido à ação sísmica, de uma estrutura pré-fabricada em betão armado pré-esforçado, de um passadiço pedonal. Como tal foram executados ensaios na mesa sísmica do LNEC, com ligações pré-fabricadas viga-pilar, representativas de passadiços pedonais reais em Portugal. Estas estruturas, quando localizadas sobre vias de comunicação principais, são de particular importância pois poderão condicionar a circulação do tráfego sob a passagem, comprometendo assim o acesso dos meios de socorro às regiões afetadas. O reforço estrutural de pontes não depende somente da maior ou menor vulnerabilidade estrutural das pontes em si, mas também da necessidade de garantir a operacionalidade da rede viária onde estas se inserem após a ocorrência de um sismo intenso. Trata-se, portanto, de uma problemática bastante abrangente, integrando a engenharia sísmica de pontes e a proteção civil [2]. Através da análise dos resultados experimentais obtidos foi possível estabelecer uma lei constitutiva para a ligação em estudo que permite simular satisfatoriamente o seu comportamento. Finalmente, foi desenvolvido um modelo de Elementos Finitos (EF), incorporando a lei constitutiva proposta para as ligações viga-pilar. Este modelo foi sujeito a um conjunto de séries temporais em aceleração, através dos quais foi possível atestar o bom comportamento dinâmico das ligações em estudo.

## 2. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DOS PASSADIÇOS EM ESTUDO

As obras de arte em estudo situam-se na Estrada Nacional 125 (EN125), no concelho de Faro. As estruturas inserem-se numa zona de risco sísmico elevado, pelo que o seu desempenho durante uma ação deste tipo deve garantir a normal circulação dos veículos sob as passagens. O funcionamento e segurança estrutural dos passadiços durante as suas vidas úteis é, efetivamente, de importância fulcral, uma vez que sob estes é assegurada a ligação entre o centro de Faro e várias infraestruturas prioritárias tais como a Unidade Hospitalar de Santa Maria de Faro, a Universidade do Algarve, o Aeroporto Internacional de Faro entre outras. Nas Figuras 1 e 2 são apresentadas algumas vistas e pormenores construtivos dos passadiços em questão. As estruturas dos passadiços em estudo são constituídas maioritariamente por elementos pré-fabricados à exceção das fundações, executadas pelo método tradicional *in situ*. Os tabuleiros são simplesmente apoiados, e os pilares possuem uma secção retangular variável, com um capitel no topo. A largura dos tabuleiros é de 2,55 m, sendo 1,75 m para circulação de peões. Os tabuleiros são constituídos por duas vigas pré-fabricadas “I”, em betão armado pré-esforçado, sobre as quais se apoia a laje do tabuleiro, materializada por pré-lajes de 5 cm, com uma lâmina de betão adicional de 10 cm. A ligação tabuleiro-pilar é materializada por quatro ferrolhos  $\phi 20$  e uma lâmina de neoprene simples com 300 mm de espessura. Os ferrolhos, ancorados ao capitel do

pilar, perfuram a placa de neoprene e ficam instalados no negativo das vigas, que é colmatado com argamassa de alta resistência. O acesso à superestrutura realiza-se por intermédio de duas rampas, apoiadas em vigas cachorro, que, por sua vez, descarregam em pilares de secção retangular 0,5 x 0,4 m<sup>2</sup>. As fundações são diretas, materializadas por sapatas, em todos os elementos de suporte da obra de arte.



Figura 1: Vista geral de um passadiço pedonal e pormenor do apoio.

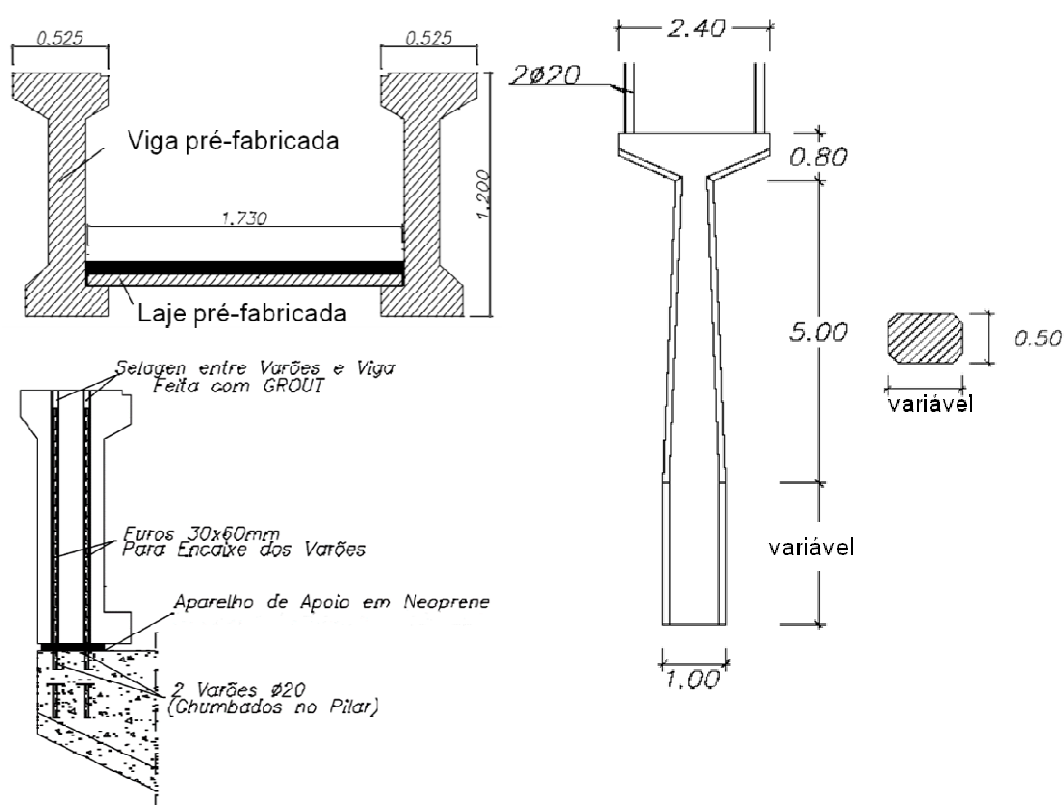


Figura 2: Caracterização geral dos elementos estruturais dos passadiços.

### 3. CARACTERIZAÇÃO DO “EFEITO DE FERROLHO”

O “efeito de ferrolho” está associado à mobilização ao corte de um varão que atravessa uma determinada interface entre dois elementos estruturais, quando sujeita a um deslocamento transversal. Este efeito conduz, geralmente, a uma elevada concentração de tensões no betão adjacente aos varões, como apresentado na Figura 3(a). Os varões poderão ser sujeitos a três tipos de ações diferentes, i.e., arrancamento, corte ou flexão, Figura 3 (b).



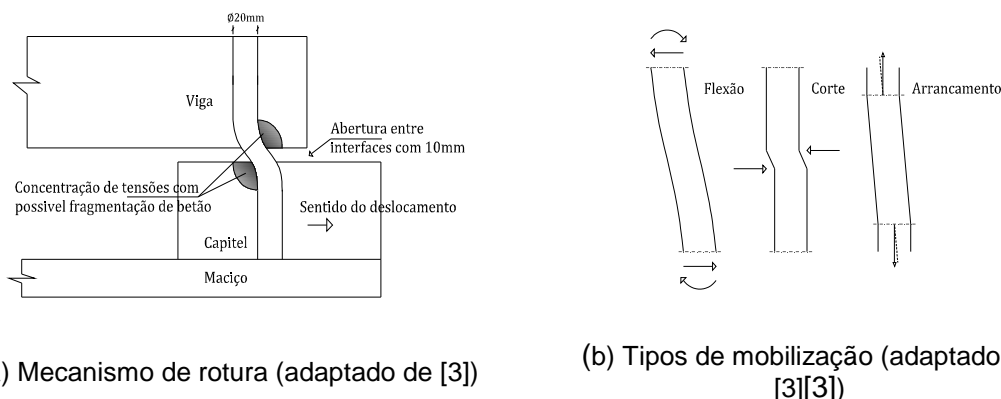


Figura 3: Caracterização do “efeito de ferrolho”.

A resistência ao corte deste tipo de ligações pode ser estimada de acordo com o Model Code 2010 (MC10) [4] e o Eurocódigo 2 (EC2) [5]. Na Tabela 1 apresentam-se os valores da resistência da ligação em estudo, compreendendo dois ferrolhos com 20 mm de diâmetro, de acordo com as expressões que constam na regulamentação anteriormente referida.

Tabela 1: Resultados da estimativa da resistência ao corte da ligação

Betão	Aço	Ferrolhos	$F_{Rdi}$	
			MC10 [kN]	EC2 [kN]
C35/45	A500 NR	2 $\phi$ 20 mm	105,90	155

#### 4. CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO EXPERIMENTAL

O objetivo principal dos ensaios experimentais propostos foi efetuar a análise da resposta da ligação viga-pilar constituída por dois ferrolhos de 20 mm de diâmetro, sujeita a forças de corte, através de ensaios monotónicos e cíclicos. Para tal, idealizou-se uma viga curta, solicitada axialmente na direção longitudinal, representativa das vigas dos passadiços. Esta viga foi apoiada num maciço de betão armado, através de placas de neoprene com 10 mm de espessura, com os respetivos ferrolhos. As peças de betão armado estavam solidarizadas à mesa sísmica através de um conjunto de apoios metálicos. As vigas foram solicitadas longitudinalmente por atuação da própria mesa utilizando uma escora metálica adicional apoiada numa parede de reação. Na Figura 4 apresenta-se o esquema geral do ensaio e os seus principais componentes.

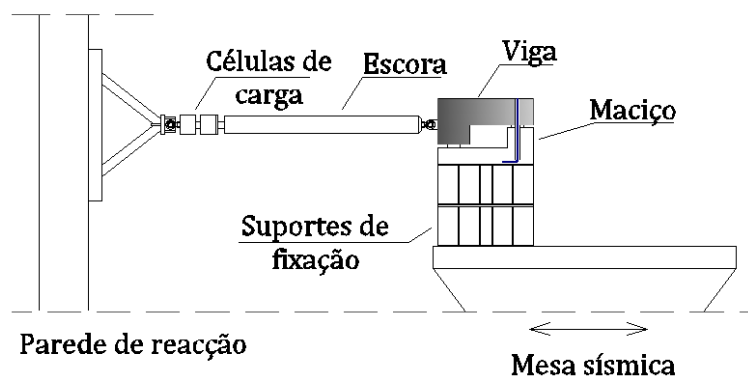


Figura 4: Esquema geral do ensaio experimental

Para as vigas adotou-se uma armadura longitudinal inferior de  $5\phi 12$  e uma armadura transversal de  $\phi 8//0.10m$ , conforme indicado na Figura 5. Para o maciço adotou-se uma malha quadrada inferior e superior de  $\# \phi 12//0.10m$  e no capitel  $\phi 10//0.10$  na direção longitudinal e de  $\phi 8//0.10m$  de confinamento nas duas direções opostas. A ligação entre a viga e o maciço é materializada com 2 ferrolhos com  $\phi 20$  mm sendo os respectivos negativos preenchidos com argamassa de alta resistência.

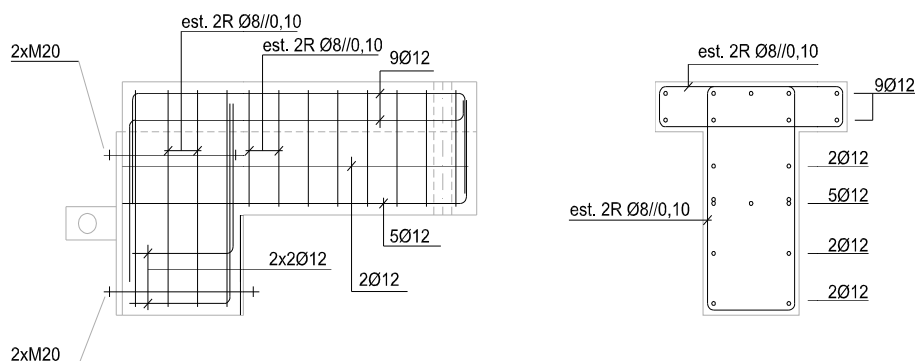


Figura 5: Pormenorização das armaduras das vigas.

## 5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 5.1. Carregamento monotónico

Este ensaio trata-se de um ensaio quase-estático onde os deslocamentos impostos ao maciço, através da mesa sísmica, foram aplicados de forma suficientemente lenta para que não ocorram efeitos dinâmicos, sempre com o mesmo sentido durante a totalidade do ensaio. Os resultados força-deslocamento obtidos durante o ensaio monotónico são mostrados na Figura 6 tendo sido obtida uma força máxima na ligação de 142.12 kN, que é consistente com os valores obtidos através dos regulamentos, sobretudo com o preconizado no EC2, com um erro de cerca de 9%.

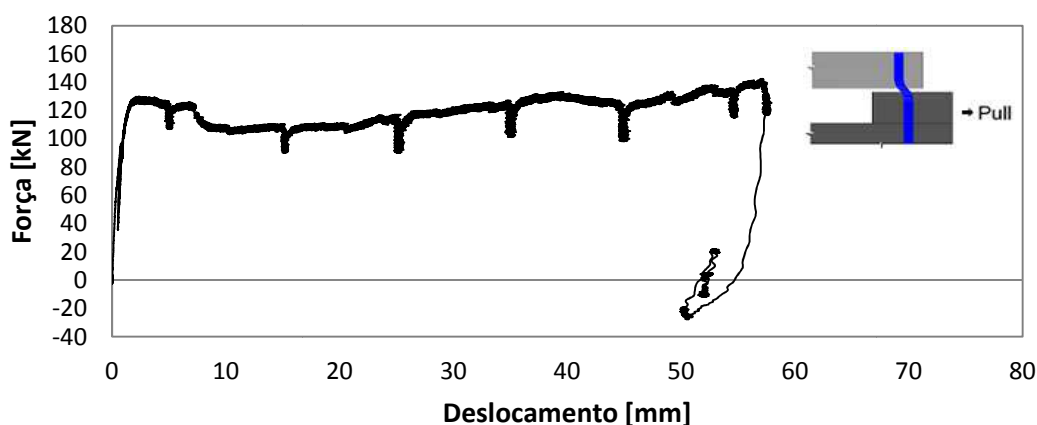


Figura 6: Diagrama força-deslocamento para um carregamento monotónico.

Através da observação do diagrama força-deslocamento obtido durante o ensaio monotónico é possível comprovar a elevada ductilidade apresentada pela ligação testada. Para o nível de deslocamentos impostos durante o ensaio ocorreu a rotura e destacamento do betão na face da viga e do capitel [Figura 7 (a) e (b)], bem como dos

próprios ferrolhos [Figura 7 (d)]. Na Figura 7 (c) mostra-se o estado da placa de neoprene após o ensaio. Verifica-se que houve uma degradação significativa do aparelho de apoio, tendo este rompido no alinhamento dos ferrolhos.



(a) Destacamento de betão na face da viga



(b) Destacamento de betão na face do capitel



(c) Placa de neoprene com 10 mm de espessura



(d) Estado dos ferrolhos após remoção da viga

Figura 7: Danos pós-ensaio

## 5.2. Carregamento cíclico

Este ensaio consistiu na implementação de ciclos de carga quase-estáticos de amplitude crescente, com alternância no sentido de aplicação do deslocamento. Na Figura 8 está representada a série de tempo dos deslocamentos impostos durante o ensaio.

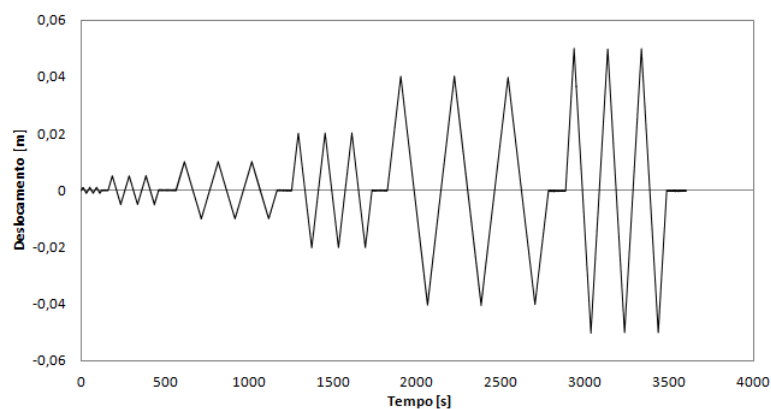


Figura 9: Série de tempo dos deslocamentos impostos

A resposta ao carregamento cíclico introduzido está apresentada na Figura 9, sendo expressa através de ciclos histeréticos onde se pode verificar degradação de rigidez e resistência das mesmas.

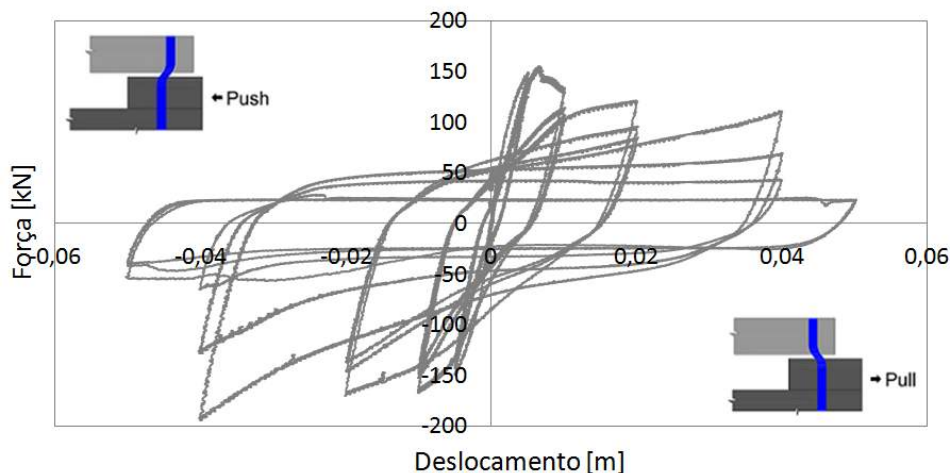


Figura 9: Diagrama força-deslocamento para um carregamento cíclico

Neste ensaio foi observado que a resistência da ligação foi decrescendo com o número de ciclos aplicados, para níveis crescentes de deslocamentos. Os resultados não são exatamente simétricos notando-se uma maior resistência no sentido *push* do ensaio em comparação com o sentido oposto. Quanto aos danos observados durante o ensaio, houve somente destacamento do betão na face do capitel havendo apenas alguma fendilhação na viga, não ocorrendo o destacamento na sua face tal como no ensaio de carregamento monotónico [Figura 10].



(a) Face da viga sem destacamento de betão

(b) Destacamento de betão na face do capitel

(c) Fendilhação na viga

Figura 10: Estado das peças após o ensaio cíclico

No caso em estudo os ferrolhos foram essencialmente mobilizados à flexão sendo que a sua rotura ocorreu para um deslocamento de aproximadamente 40 mm. Um dos ferrolhos cedeu mesmo em dois locais distintos, aquando da formação de duas rótulas plásticas, uma na zona da viga e outra na zona do capitel [Figura 11]. A distância entre as duas zonas de rotura é de cerca de 70 mm.



Figura 11: Rotura do ferrolho em duas zonas distintas.

## 6. ANÁLISE SÍSMICA DE UM PASSADIÇO COM UM MODELO DE EF

O passadiço escolhido para a análise sísmica foi o PP2787, com uma modelação de vãos de 16,76m, 24,76m e 16,76m de comprimento. O passadiço é também composto por duas rampas que permitem o acesso à respetiva superestrutura.

### 6.1. Modelo geral

Foi feita uma análise dinâmica não linear recorrendo ao programa de cálculo automático SeismoStruct, que utiliza na sua formulação o método dos elementos finitos. A classe de betão para os elementos pré-esforçados foi C35/45 e para os restantes C25/30. A ação do pré-esforço foi simulada através de forças estáticas equivalentes sendo o aço das armaduras passivas o A500NR e o aço das armaduras de pré-esforço Y1860S7. Foi imposto um amortecimento do tipo de Rayleigh em que o primeiro e último modo de interesse têm um coeficiente de amortecimento de 5%. No caso em estudo aqueles correspondem ao primeiro e quarto modos de vibração da estrutura com períodos de 0,5689s e 0,3794s, respetivamente. Na Figura 12 é apresentada uma vista geral da modelação efetuada para o passadiço.

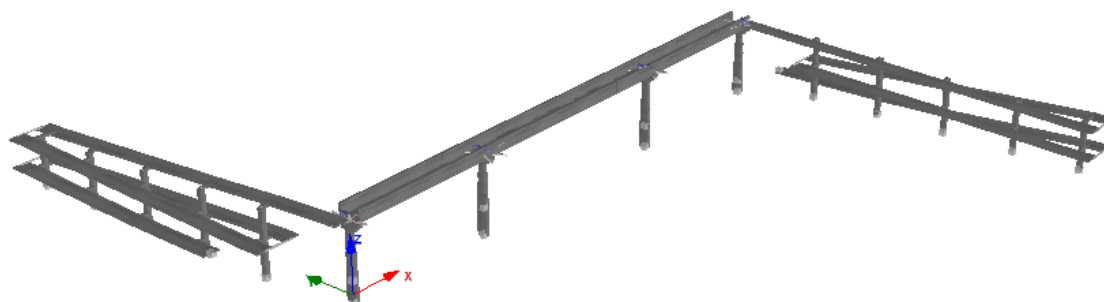


Figura 12: Passadiço pedonal PP2787 no SeismoStruct.

### 6.2. Modelação da ligação (ferrolho)

A ligação dos ferrolhos foi modelada através da combinação de elementos de betão e de aço permitindo deslocamentos em todas as direções no plano horizontal. Os elementos de betão correspondem a um modelo não linear, inicialmente programado por Madas (1993) [6] que segue a relação constitutiva proposta por Mander. (1988) [7]. Os elementos de aço seguem um modelo de tensão-extensão bilinear. A ligação foi sujeita ao mesmo carregamento cíclico dos espécimes experimentais, de modo a efetuar-se uma calibração adequada, variando os parâmetros dos materiais. A



comparação de resultados dos diagramas força-deslocamento é ilustrada na Figura 13, onde se pode constatar o bom comportamento do modelo constitutivo proposto.

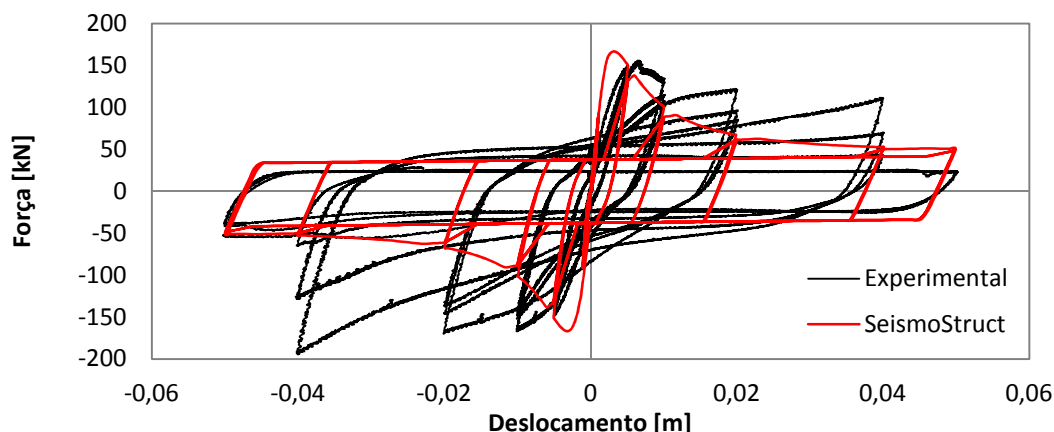


Figura 13: Comparação entre resposta ao carregamento cíclico experimental com os resultados do modelo numérico.

A energia dissipada em cada ciclo histerético pode ser avaliada através do cálculo da área delimitada pela respetiva curva Força-Deslocamento. Na Figura 14 estão expressas as energias dissipadas associadas ao ensaio experimental e à modelação numérica, onde se pode comprovar que o erro obtido é bastante reduzido.

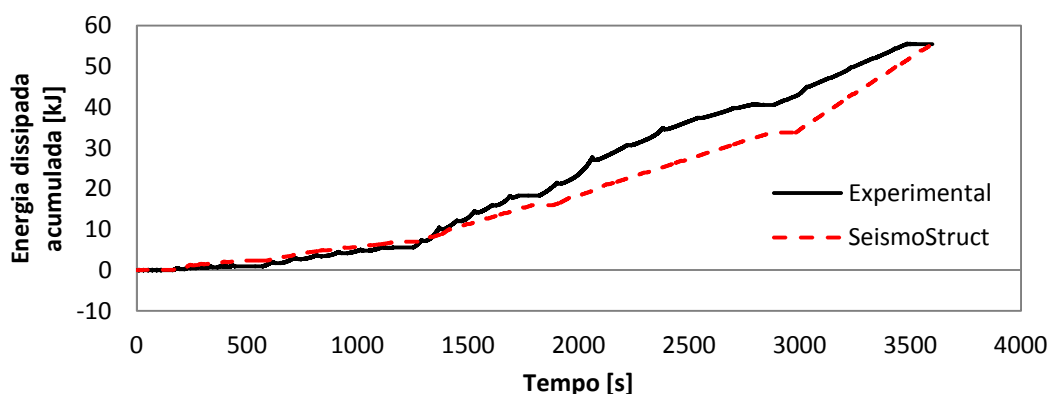


Figura 14: Comparação entre a energia dissipada experimentalmente e o resultado do modelo numérico.

### 6.3. Ação Sísmica

No presente estudo considerou-se que a ação sísmica está associada à rotura das falhas do Marquês de Pombal e da Ferradura localizadas a 100km e 140km a Oeste do cabo de São Vicente. A simulação dos movimentos do solo para os cenários sísmicos considerados foi realizada com o programa de modelação estocástica de falha finita RSSIM [8] do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Para a falha do Marquês de Pombal admitiram-se magnitudes de M7.2 e M7.5 e para a falha da Ferradura de M7.8 na escala de Richter. Foram gerados sismos tendo em conta o sentido da rotura, Norte-Sul, Sul-Norte ou aleatoriamente, ao longo de toda a extensão da falha. Foram idealizados um conjunto de cinco cenários sísmicos, combinando ações sísmicas nas direções x e y e escalando os respetivos valor de pico das aceleração para 0.3g, dos quais foram escolhidos os dois mais condicionantes, nomeadamente, M7.8 com rotura no sentido Norte-Sul com origem na

falha da Ferradura e M7.5 com rotura em sentido aleatório com origem na falha do Marquês de Pombal.

De seguida são ilustrados os acelerogramas dos cenários sísmicos considerados [Figura 15].

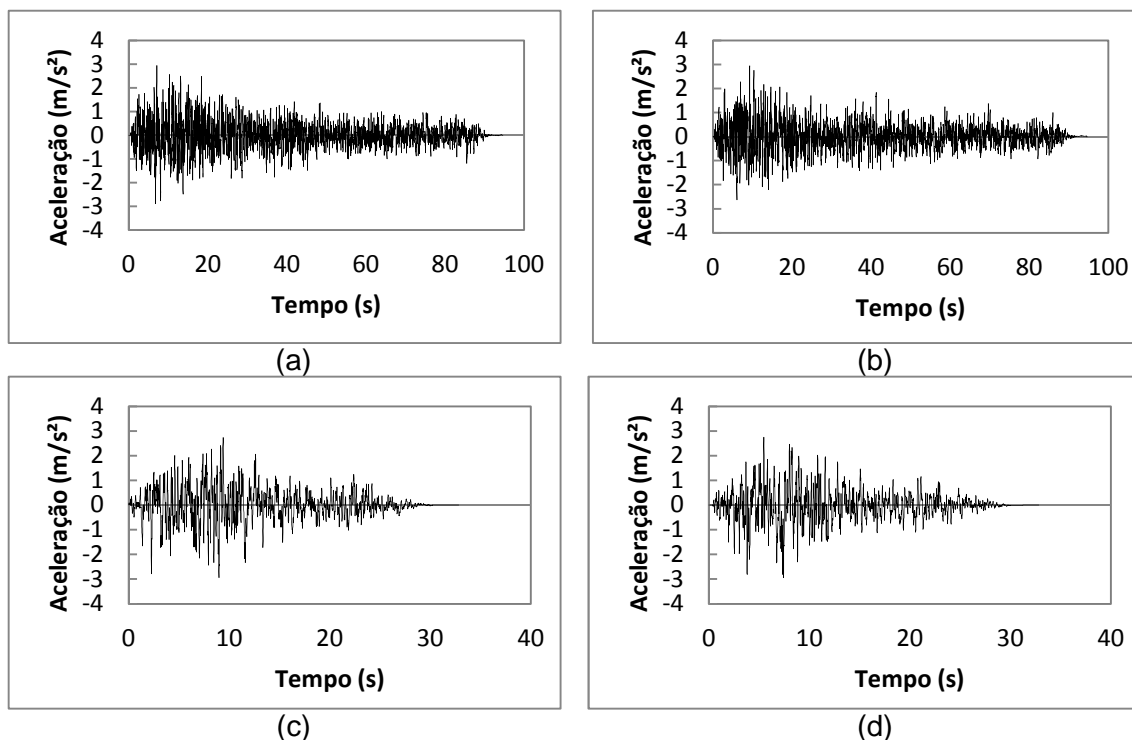


Figura 15: Acelerogramas: (a) M7.8 direção x; (b) M7.8 direção y; (c) M7.5 direção x; M7.5 direção y.

#### 6.4. Resultados

Foi feita uma análise dinâmica não linear ao passadiço pedonal PP2787 a partir dos acelerogramas apresentados anteriormente recorrendo ao programa SeismoStruct. Segundo os resultados ilustrados nas figuras seguintes verifica-se que a estrutura mantém um comportamento praticamente elástico para as ações sísmicas a que foi sujeita, uma vez que tanto os pilares como a ligação viga-pilar, materializada pelos ferrolhos, voltam à sua posição inicial.

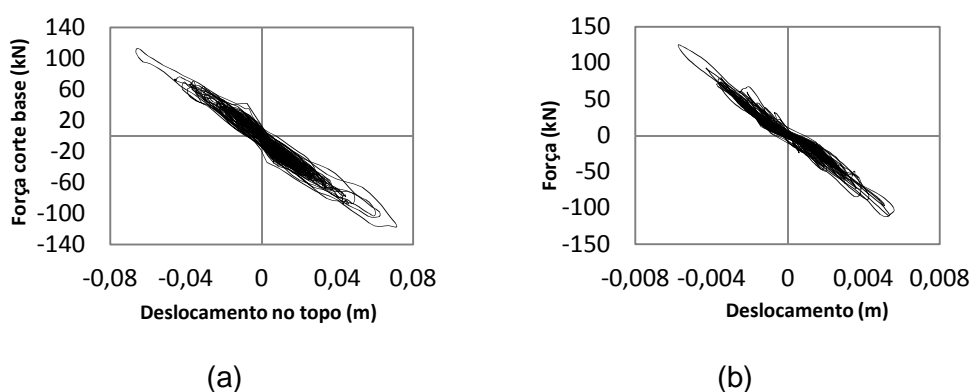


Figura 16: Resposta da estrutura à ação M7.8 Norte-Sul: (a) Força de corte na base vs. Deslocamento no topo do pilar; (b) Força vs. Deslocamento nos ferrolhos.

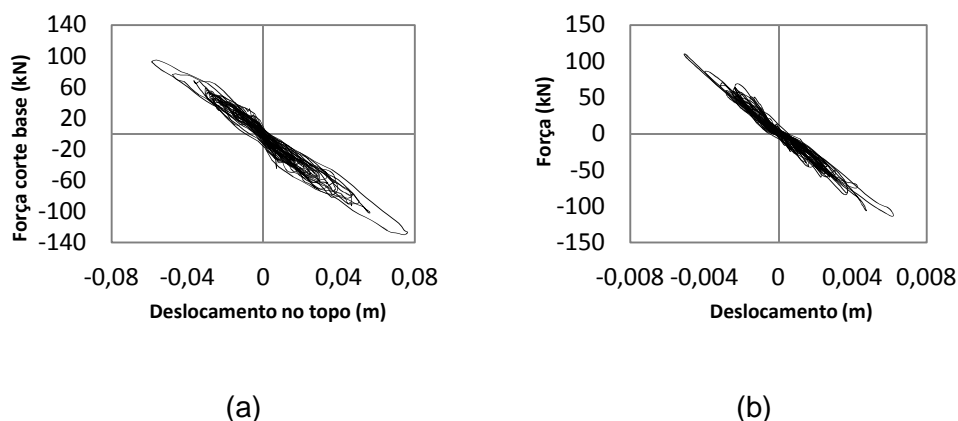


Figura 17: Resposta da estrutura à ação M7.5 Aleatório: (a) Força de corte na base vs. Deslocamento no topo do pilar; (b) Força vs. Deslocamento nos ferrolhos.

## 7. CONCLUSÕES

Com este trabalho procurou-se caracterizar o comportamento de uma ligação viga-pilar, numa estrutura de um passadiço pedonal pré-fabricado, materializada por ferrolhos. Para este efeito, foram efetuados um conjunto de ensaios experimentais, na mesa sísmica do LNEC, que permitiram avaliar o desempenho destas ligações durante carregamentos monotónicos e cíclicos quase-estáticos, utilizando protótipos experimentais representativos deste tipo de estruturas. Foi possível verificar que a resistência máxima destas ligações, ao corte, pode ser adequadamente estimada através das expressões preconizadas pelo EC2, tendo sido obtida uma diferença de cerca de 9%. A formulação do MC10 parece ser demasiadamente conservativa, dando uma estimativa 25% mais baixa do que o valor obtido no ensaio. A partir das curvas histeréticas obtidas durante os ensaios experimentais foi possível idealizar um modelo constitutivo para a ligação, que permitiu simular o comportamento sísmico de um passadiço pedonal sujeito a vários cenários sísmicos. Através destas simulações de EF, foi possível concluir que estes passadiços apresentam um comportamento sísmico adequado, com um bom desempenho face a eventuais cenários de descalçamento.

## 8. AGRADECIMENTOS

Este trabalho faz parte do projeto de investigação financiado pela Fundação para Ciência e Tecnologia (FCT), PTDC/ECM/117618/2010 SUPERB – Prevenção do descalçamento devido à ação sísmica – Elementos de reforço para pontes.

Agradece-se também a todos os intervenientes nos ensaios experimentais na plataforma sísmica triaxial do Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE) do LNEC.



## 9. REFERÊNCIAS

- [1] CEN (2005). [Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges. Ref. No. EN 1998-2:2005: E.](#)
- [2] Ravara, A. (1984), Duarte, R. e Carvalho, E., Engenharia sísmica de pontes, LNEC, Lisboa.
- [3] AA.VV. (1999), Bulletin 1: Structural Concrete – Textbook on behavior, design and performance, vol 1, fib, Laussanne.
- [4] CEB-FIP (2013), Comité Euro-Internacional de Betão - Federação Internacional de Pré-esforço, fib Model Code for Concrete Structures 2010, Laussane.
- [5] CEN (2004), Comité Européen de Normalização, Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, EN 1992-1-1.
- [6] Madas, P. (1993), Advanced Modeling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading, PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.
- [7] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1988), [Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.](#)
- [8] Carvalho, A.; Zonno, G.; Franceschina, G.; Bilé Serra, J.; Campos Costa, A. (2008). Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, No. 28, pp. 347-364.